

# **PERENCANAAN ULANG GEDUNG SKYLOFT SOHO APARTEMEN CIPUTRA WORLD SURABAYA MENGGUNAKAN METODE BETON PRACETAK DENGAN SISTEM RANGKA GEDUNG**

**Nama Mahasiswa : Wawan Setioko**  
**NRP : 3110100082**  
**Jurusan : Teknik Sipil**  
**Dosen Pembimbing : Ir. Kurdian Suprapto, MS**  
**: Ir. Iman Wimbadi, MS**

## **Abstrak**

*Metode beton pracetak merupakan metode yang digunakan dalam perancangan bangunan disamping metode konvensional dengan cara cor ditempat. Seiring dengan perkembangannya, metode beton pracetak kini semakin banyak diaplikasikan dalam pembangunan bangunan seperti pada gedung, jembatan, maupun konstruksi lainnya. Penggunaan metode beton pracetak didasari pada beberapa keunggulan yang dimilikinya dibandingkan metode konvensional (cor ditempat). Dalam pelaksanaannya metode beton pracetak memiliki keunggulan dalam kecepatan pelaksanaan dan kontrol kualitas beton itu sendiri.*

*Perencanaan Gedung Skyloft SOHO apartement Ciputra World Surabaya pada kondisi sebenarnya dirancang menggunakan metode konvensional (cor ditempat). Gedung ini memiliki dua puluh Sembilan lantai termasuk lantai atap dan difungsikan sebagai gedung apartement. Dalam tugas akhir ini, gedung tersebut akan dilakukan perancangan ulang menggunakan metode beton pracetak. Pemilihan metode pracetak didasari oleh kecepatan pelaksanaan , kontrol kualitas mutu yang tinggi, ramah lingkungan, serta pengurangan jumlah tenaga kerja.. Perencanaan yang dilakukan disini meliputi perencanaan*

*pelat lantai, tangga, atap beton, balok anak, balok induk, kolom dan pondasi. Komponen yang direncanakan menggunakan metode beton pracetak adalah pada perencanaan pelat, balok anak, dan balok induk. Sementara untuk kolom dan komponen lainnya direncanakan dengan metode konvensional (cor di tempat). Metode konvensional juga diterapkan pada sambungan, yaitu sambungan antara pelat dengan balok, balok dengan kolom, dan sambungan lainnya direncanakan menggunakan sambungan basah dengan cor di tempat.*

*Gedung apartemen ini juga direncanakan dengan menggunakan Sistem Rangka Gedung (Building Frame System). Dengan penggunaan sistem rangka gedung, beban gravitasi akan diterima oleh rangka sementara beban lateral yang berupa beban angin dan beban gempa diterima oleh dinding geser (Shearwall).*

*Tujuan dari Tugas akhir ini adalah menghasilkan perencanaan struktur gedung dengan metode pracetak yang benar dengan memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 03-2847-2013, SNI 03-1727- 201x, SNI 03 1726-2012, dan PPIUG 1983. Dengan acuan tersebut diharapkan gedung yang direncanakan mampu menerima gaya gravitasi serta gaya lateral sehingga gedung dapat berfungsi sebagai mana mestinya dan juga dapat mensosialisasikan kepada masyarakat umum terkait tata cara penggunaan peraturan baru tersebut.*

**Kata Kunci : pracetak, metode konvensional, sambungan basah, Sistem Rangka Gedung.**

# **DESIGN MODIFICATIONS USING PRECAST WITH BUILDING FRAME SYSTEM IN SKYLOFT SOHO CIPUTRA WORLD SURABAYA APARTEMENT**

<b>Student Name</b>	<b>:</b> Wawan Setioko
<b>NRP</b>	<b>:</b> 3110100082
<b>Major</b>	<b>:</b> Teknik Sipil
<b>Supervisor</b>	<b>:</b> Ir. Kurdian Suprapto, MS
	<b>:</b> Ir. Iman Wimbadi, MS

## ***Abstract***

*Precast concrete method is the method used in the design of the building in addition to the conventional method by means of cast in place. Along with its development, precast concrete methods are more and more applied in the construction of buildings such as buildings, bridges, and other construction. The use of precast concrete method is based on some of its good think than conventional methods (cast in place). In precast concrete implementation method has advantages in processing speed and quality control of concrete itself.*

*Planning Skyloft SOHO apartment building Ciputra World Surabaya on actual conditions designed using conventional methods (cast in place). This building has twenty-nine floors including roof and floor functioned as an apartment building. In this thesis, the building will be re-design using precast concrete method. The selection method is based on the speed of execution of precast, quality control high quality, environmentally friendly, as well as reducing the amount of labor employed here .. Planning includes planning of the floor slabs, stairs, concrete roofing, joists, beam, columns and foundations. Components of the planned use of precast concrete method is in the planning plate, joist and beam. As for columns and other components are planned with conventional methods (cast in*

*place). The conventional method is also applied to the connection, ie the connection between the plates of the beam, the beam with the column, and the other connection is planned to use a wet connection with the cast in place.*

*The apartment building is also planned to use the System Frame Building (Building Frame System). With the use of the building frame system, gravity loads will be accepted by the order while the lateral load in the form of wind loads and seismic loads received by the shear wall (Shearwall).*

*The purpose of this final project is to produce structural design of precast building with the correct method to meet the security requirements of the structure by SNI 03-2847-2013, SNI 03-1727 - 201x, ISO 03, 1726-2012, and PPIUG 1983. With reference to the expected building which is planned to receive the force of gravity and lateral forces so that the building can function as it should and can also disseminate to the general public related to procedures for the use of the new regulations.*

***Keywords: precast, the conventional method, wet connections, Frame Building Systems.***

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Sistem beton pracetak pada dasarnya merupakan sistem pengecoran komponen di tempat khusus di permukaan tanah (fabrikasi), lalu dibawa ke lokasi (transportasi ) untuk disusun menjadi suatu struktur utuh (ereksi). Pracetak dapat diartikan sebagai suatu proses produksi elemen struktural/arsitektural bangunan pada suatu tempat atau lokasi yang berbeda dengan tempat atau lokasi dimana elemen struktur atau arsitektural tersebut akan digunakan (Ervianto, 1999). Dengan sistem fabrikasi pada metode beton pracetak, system ini memiliki keunggulan antara lain produksi dan pembangunan yang cepat, mutu yang lebih terjamin dengan kualitas produksi yang baik dan ramah lingkungan, bahkan mampu mengurangi dampak pencemaran lingkungan sebesar 12.5 % berdasarkan penelitian oleh B. Lopez, A. Pitarch, A. Tomas, and T. Gallego (Department of Mechanical Engineering and Construction (ESTCE), Universitat Jaume I, Av. Sos Baynat s/n, Castello'n 12071, Spain, 2008 ).

Sistem beton pracetak juga memiliki kelemahan disamping kelebihan yang dimiliki nya. Salah satu kelemahan dari beton pracetak adalah masih banyaknya keraguan terhadap kemampuan sistem beton pracetak dalam menahan gaya gempa terlebih pada daerah zona gempa tinggi. Namun beberapa penelitian yang telah dilakukan menunjukan bahwa sistem beton pracetak dapat diaplikasikan pada wilayah gempa bahkan di wilayah zona gempa tinggi. Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Nurjaman dkk, 2010. Penelitian tersebut mengungkapkan bahwa sistem pracetak telah terbukti mampu secara eksperimental maupun dilapangan mengembangkan ketahanan gempa yang baik, bahkan di zona gempa kuat sekalipun. Hal ini disebabkan karena persyaratan pengujian yang

sangat ketat, serta tingginya kontrol pengawasan terhadap kualitas sistem pracetak yang “*built in*” dalam metode konstruksi sehingga menjamin terbangunnya bangunan dengan kualitas baik.

## 2.2 Tinjauan Elemen Pracetak

### 2.2.1 Pelat

Pelat merupakan struktur tipis yang dibuat dari beton dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Pelat beton bertulang sangat kaku dan arahnya horizontal, sehingga pada bangunan gedung, pelat berfungsi sebagai diafragma atau unsur pengaku horizontal yang sangat bermanfaat untuk mendukung ketegaran balok portal. ( Ali Asroni, 2010 ). Untuk pelat beton pracetak, Pada waktu pengangkutan atau sebelum komposit, beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat, sedangkan beban total yang diterima oleh pelat terjadi saat pelat sudah komposit.

Hingga saat ini produksi pelat beton pracetak (*precast slab*), sudah banyak di aplikasikan dalam perencanaan struktur gedung, secara umum terdapat beberapa pelat beton pracetak yang sering digunakan yaitu :

#### 1. Pelat pracetak tanpa lubang (*Solid Slabs*)

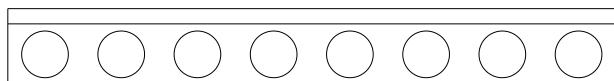
Pelat pracetak tanpa lubang merupakan pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat pracetak dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan atau beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 1.5 hingga 11 meter. Dalam tugas akhir ini plat pracetak tanpa lubang yang akan digunakan.



**Gambar 2.1** Pelat Pracetak Tanpa Lubang (Solid Slab)  
 Sumber : PCI

2. Pelat pracetak berlubang (*Hollow Core Slab*)

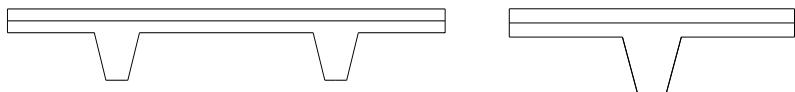
Pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 0.5 hingga 2.5 meter dan tebal rata-rata 4 inchi hingga 15 inchi.



**Gambar 2.2.**Pelat Pracetak Berlubang (Hollow Core Slab)  
 Sumber : PCI

3. Pelat pracetak (*Double Tees dan Single Tee* )

Pelat pracetak ( Double Tees dan Single Tee ) dari segi bentuk sangatlah berbeda dengan dua pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini terdapat bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.



**Gambar 2.3.**Pelat Pracetak Double Tees dan Single Tee  
 Sumber :PCI

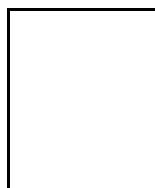
### 2.2.2. Balok

Balok dapat didefinisikan sebagai salah satu dari elemen struktur portal dengan bentang yang arahnya horizontal, sedangkan portal merupakan kerangka utama dari struktur bangunan, khususnya bangunan gedung. Beban yang bekerja pada balok biasanya berupa beban lentur, beban geser maupun torsi ( momen puntir ), sehingga di perlukan baja tulangan untuk menahan beban-beban tersebut. Tulangan ini berupa tulangan memanjang atau tulangan longitudinal ( yang menahan beban lentur ) serta tulangan geser yang menahan beban geser dan torsi. ( Ali Asroni, 2010 ).

Balok memikul beban pelat dan berat sendiri. Selain itu, balok juga berfungsi untuk memikul beban-beban lain yang bekerja pada struktur tersebut. Pada umumnya untuk balok pracetak (*Precast Beam*), terdapat tiga jenis balok yang digunakan :

1. Balok berpenampang persegi (Rectangular Beam)

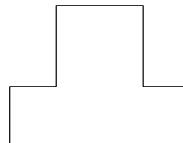
Keuntungan dari balok jenis ini adalah sewaktu fabrikasi lebih mudah dengan bekisting yang lebih ekonomis dan tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor sewaktu pelaksanaan. Bentuk ini digunakan apabila elemen lantai didukung diatas balok



**Gambar 2.4.** Balok Berpenampang Persegi (Rectangular Beam)  
Sumber :PCI

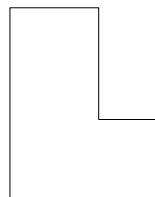
2. Balok berpenampang T terbalik (*Inverted Tee Beam*)

Bentuk ini merupakan penyempurnaan dari bentuk segi empat agar tingginya dapat dikurangi dan diberikan penopang pelat.



**Gambar 2.5.** Balok berpenampang T Terbalik (Inverted Tee Beam) Sumber :PCI

3. Balok berpenampang L (*L-Shaped Beam*)



**Gambar 2.6.** Balok Berpenampang L (L-Shape Beam)  
Sumber :PCI

### 2.2.3. Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (total collapse) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

Sistem kolom pracetak, terdapat beberapa tipe yang umum di gunakan yaitu sebagai berikut :

1. Simple prismatic columns

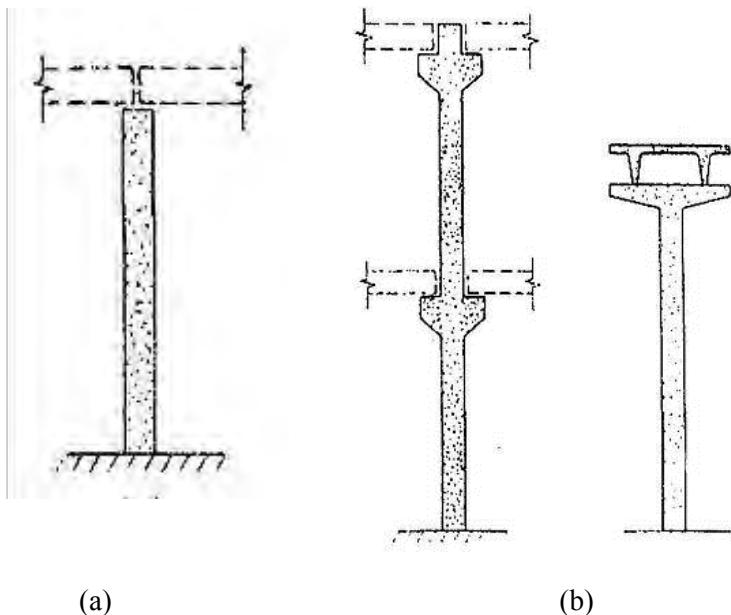
Kolom ini biasanya hanya digunakan pada bangunan satu tingkat dimana balok diletakkan diatas kolom.

2. Bearing columns

Kolom ini memiliki penompang untuk meletakkan balok.

3. T Columns

Biasanya digunakan untuk menyokong langsung lantai double T tanpa balok perantara.



**Gambar 2.7** (a) Simple prismatic coloumns (b) *Bearing Columns* dan *T columns* Sumber : ( Muji Indarwanto, 2010)

Kolom dalam perencanaan tugas akhir ini tidak mengaplikasikan kolom pracetak. Didalam perencanaan ini digunakan kolom cor di tempat ( metode konvensional ) yang menggunakan pengikat sengkang lateral. Kolom ini merupakan kolom beton yang ditulangi dengan batang tulangan pokok memanjang, yang pada jarak tertentu diikat dengan pengikat sengkang ke arah lateral. Tulangan ini berfungsi untuk memegang tulangan pokok memanjang agar tetap kokoh pada tempatnya.

### **2.3. Perencanaan Sambungan**

Perencanaan bangunan dengan menggunakan teknologi beton pracetak, proses penyatuhan komponen-komponen elemen beton pracetak menjadi satu kesatuan sebagai sebuah struktur bangunan perlu untuk diperhatikan. Yang menjadi perhatian utama dalam perencanaan komponen beton pracetak seperti pelat lantai, balok, kolom adalah sambungan. Selain berfungsi untuk menyalurkan beban-beban yang bekerja, sambungan juga harus berfungsi menyatukan masing-masing komponen beton pracetak tersebut menjadi satu kesatuan yang monolit sehingga dapat mengupayakan stabilitas struktur bangunannya (Muh. Syarif BP, 2011). Oleh sebab itu, perencanaan sambungan komponen-komponen beton pracetak harus diperhatikan dengan teliti sehingga tidak menyulitkan pada saat pelaksanaan nantinya dan struktur bangunan dapat menjadi struktur yang utuh dan daktail.

Terdapat berbagai macam jenis sambungan dalam teknologi beton pracetak. Pemilihan jenis sambungan tentu saja disesuaikan dengan desain rencana. Secara umum terdapat 3 (tiga) macam sambungan yang sering digunakan. Sambungan tersebut antara lain, sambungan dengan cor di tempat (in situ concrete joint), sambungan dengan menggunakan las dan sambungan dengan menggunakan baut. Jenis jenis sambungan tersebut tentu memiliki karakteristik serta kekurangan dan kelebihan sendiri-sendiri baik dari segi mutu, metode pelaksanaan, waktu dan juga biaya. Dalam tabel 2.1 dibawah ini disajikan perbandingan

penggunaan jenis sambungan yang digunakan dalam teknologi beton pracetak.

**Tabel 2.1** Perbandingan metode penyambungan

Deskripsi	Sambungan dengan cor setempat	Sambungan dengan las / baut
Keutuhan struktur	Monolit	Tidak monolit
Waktu yang dibutuhkan agar sambungan dapat berfungsi secara efektif	Perlu <i>setting time</i>	Segera dapat berfungsi
Jenis sambungan	Basah	Kering
Ketinggian bangunan	-	Maksimal 25 meter
Toleransi dimensi	Toleransi Dimensi lebih tinggi apabila dibandingkan dengan sambungan las/baut	Rendah, karena dibutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan <i>erection</i> .

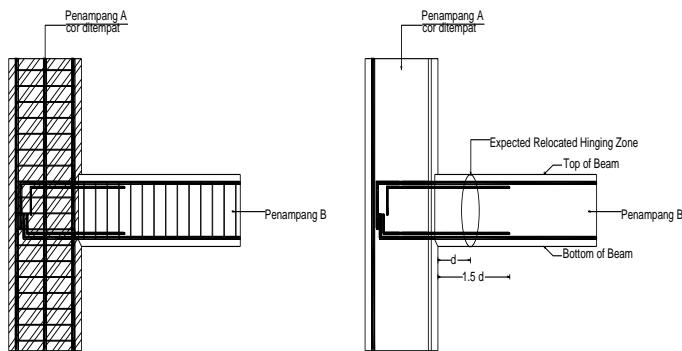
*Sumber : Wulfram I. Ervianto (2006)*

### 2.3.1. Sambungan Daktail Cor Setempat

Sambungan ini merupakan sambungan dengan menggunakan tulangan biasa sebagai penyambung / penghubung antar elemen beton baik antar pracetak ataupun antara pracetak dengan cor ditempat. Elemen pracetak yang sudah berada di tempatnya akan di cor bagian ujungnya untuk menyambungkan elemen satu dengan yang lain agar menjadi satu kesatuan yang monolit. Sambungan jenis ini disebut dengan sambungan basah.

Dalam tugas akhir ini sambungan basah digunakan dalam perencanaan gedung. Sambungan cor di tempat ( sambungan basah ) dalam tugas akhir ini meninjau sambungan pada balok dengan kolom, balok induk dengan balok anak dan balok dengan pelat.

### 1. Sambungan balok dengan kolom.

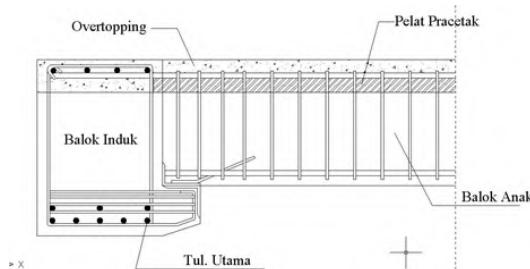


Sambungan Daktai dengan Cor Ditempat

Skematis dari detail balok dengan penempatan sendi plastis

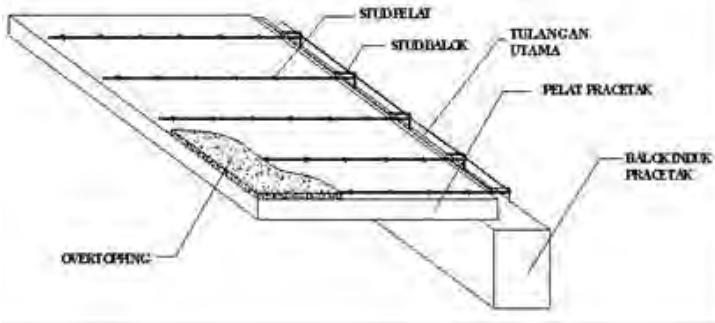
**Gambar 2.8** Sambungan balok dengan kolom  
Sumber :PCI

### 2. Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak



**Gambar 2.9** Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak  
Sumber :PCI

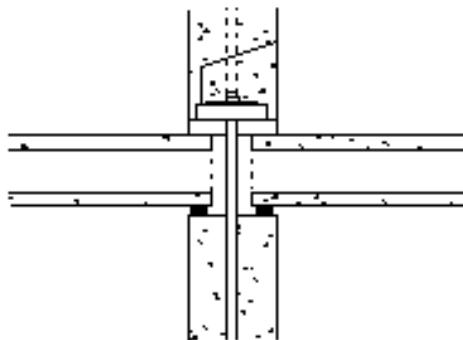
3. Sambungan balok dengan plat dengan overtopping



**Gambar 2.10** Sambungan balok dengan plat dengan overtopping  
Sumber :PCI

### 2.3.2. Sambungan Menggunakan Baut

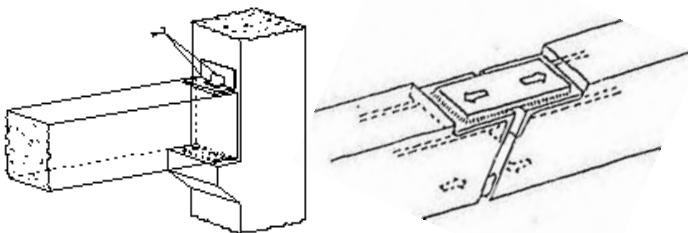
Englekirk dan Nakaki, Inc. Irvine California dan Dywidag System International USA, Inc. Long Beach California telah mengembangkan sistem dengan menggunakan penyambungan daktail yang dikenal dengan DPCF System (Ductile Precast Concrete Frame System). Penyambungan ini dilakukan menggunakan baut untuk menghubungkan elemen satu dengan yang lain. Dari hasil percobaan, system DPCF ini berperilaku monolit lebih baik, khususnya untuk moment Resisting Space Frame karena memberikan drift gedung 4% tanpa kehilangan kekuatan pada saat terjadi post yield cycles.



**Gambar 2.11.** Sambungan Daktail Dengan Menggunakan Baut.  
Sumber :PCI

### 2.3.3. Sambungan Menggunakan Las

Ochs dan Ehsani (1993) mengusulkan dua sambungan las pada penempatan di lokasi sendi plastis pada permukaan kolom sesuai dengan konsep *Strong Column Weak Beam*. Pada konsep ini, sendi plastis direncanakan terjadi pada ujung balok dekat kolom. Sebagai gambaran, akan dicontohkan sambungan balok dengan kolom dengan menggunakan las. Untuk pertemuan antara balok dengan kolom, pada balok dan kolom dipasang pelat baja yang ditanam masuk pada daerah tulangan kolom dan kemudian di cor pada waktu pembuatan elemen pracetak. Pada kedua ujung balok, pelat baja ditanam pada bagian atas dan bawah. Pada perakitan komponen pracetak yang menggunakan las, untuk kolom terlebih dahulu berdiri kemudian dilakukan pengelasan pada kedua pelat tersebut untuk menyambungnya dengan balok. Keuntungan dari cara ini adalah dari segi penggerjaan dan pelaksanaannya, karena elemen-elemennya tunggal dan berbentuk lurus, pengangkutan dan pengangkatannya lebih mudah sehingga lebih ekonomis. Kerugiannya adalah sambungan pada balok kolom sangatlah rawan, biaya relatif besar dan pekerjaan lebih sulit karena memerlukan ketelitian dalam pengelasan.



**Gambar 2.12** Sambungan Daktail dengan Las

## 2.4 Titik Angkat dan Sokongan Elemen Pracetak

### 2.4.1. Pengangkatan Pelat Pracetak

Pemasangan pelat pracetak harus diperhatikan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu perencanaan terhadap tulangan angkat untuk pelat dengan tujuan untuk menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk pengangkut dalam perjalanan menuju lokasi proyek. Kondisi tersebut menyebabkan terjadinya momen-momen pada elemen pracetak. Pada saat pengangkatan elemen pracetak, dapat menggunakan bantuan balok angkat yang berfungsi untuk menyeimbangkan elemen pracetak pada saat pengangkatan. Jenis titik angkat pada pelat tersebut dijelaskan berikut ini :

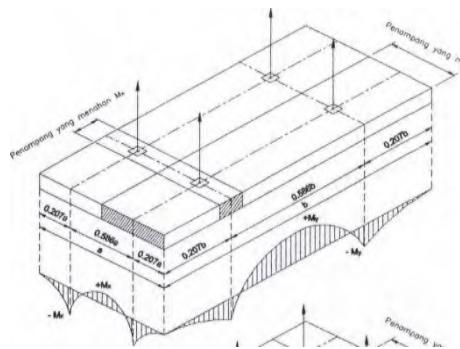
#### a) Dua titik angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0.0107 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_y = 0.0107 w a b^2$$

- $M_x$  ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan  $15t$  atau  $b/2$
- $M_y$  ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/2$



**Gambar 2.13** Posisi titik angkat pelat ( 4 buah titik angkat )  
 ( Sumber : PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition, gambar 5.3.1.2  
 (a))

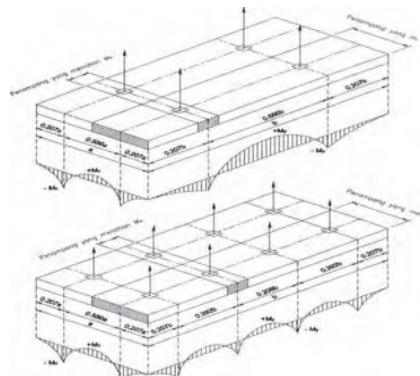
b) Empat titik angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_x = 0.0054 w a^2 b$$

$$+M_y = -M_y = 0.0027 w a b^2$$

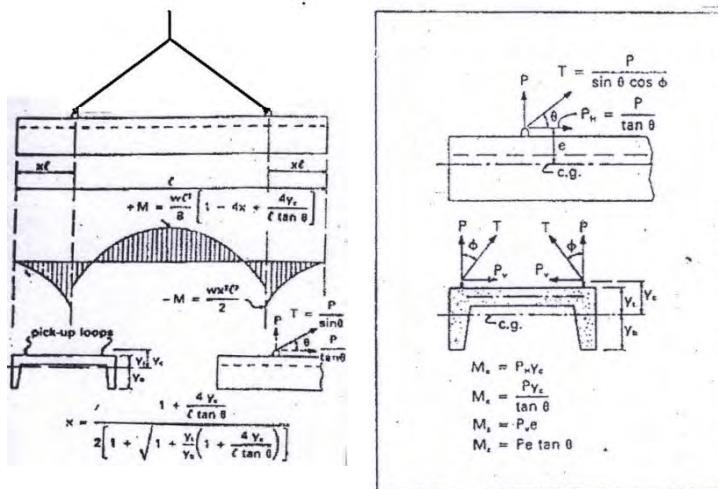
- $M_x$  ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dari  $15t$  atau  $b/4$
- $M_y$  ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/2$



**Gambar 2.14** posisi titik angkat pelat (8 buah titik angkat)  
 (Sumber : PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition, gambar 5.3.1.2  
 (b))

#### 2.4.2. Pengangkatan Balok Pracetak

Balok pracetak harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Titik pengangkatan balok dapat dilihat pada gambar berikut :



**Gambar 2.15** Gambar Posisi pengangkatan balok (Sumber : PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition, gambar 5.3.2.2

**Tabel 2.2** Angka Pengali Beban Statis Ekivalen untuk Menghitung Gaya Pengangkatan dan Gaya Dinamis

Fase	Angka pengali
Pengangkatan dari bekisting	1,7
Pengangkatan ke tempat penyimpanan	1,2
Transportasi	1,5
Pemasangan	1,2

(PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6 th Edition, table 5.2.1.)

#### 2.4.3. Geser Horisontal

Pada pelat lantai dan balok pracetak, gaya geser yang terjadi:

$$V_{vh} = T = C = A_s f_y$$

Kuat geser horisontal menurut SNI 03-2847-2013, pasal 17.5. adalah :

$$\varphi x V_{nhc} = \varphi x 0,6 x b_v x l_{vh}$$

Menurut SNI 03-2847-2013, pasal 11.7.4. tulangan geser horisontal perlu :

$$A_{vh} = \frac{V_n}{f_y x \mu}$$

#### 2.4.4 Detail Penulangan

##### • Penyaluran Tulangan dalam Tarik

Menurut SNI 03-2847-2013, pasal 12.2. adalah sebagai berikut :

$$l_{d(\min)} = 300 \text{ mm}$$

Untuk  $D \leq 19$  mm :

$$l_d = \frac{12 x f_y x d_b x \alpha x \beta x ..}{25 \sqrt{f_{c'}}}$$

$D \geq 22$  mm :

$$l_d = \frac{3 x f_y x d_b x \alpha x \beta x \lambda}{5 \sqrt{f_{c'}}}$$

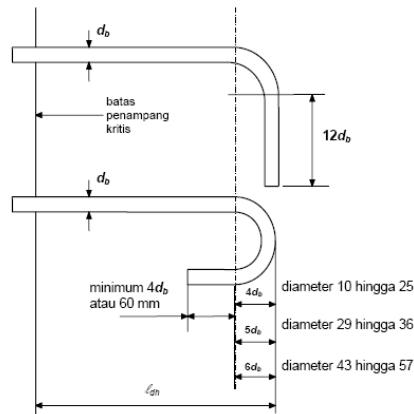
**Tabel 2.3** Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Tarik

$\alpha$ = faktor lokasi penulangan	
Tulangan horizontal yang ditempatkan sedemikian hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran atau sambungan yang ditinjau	1,3
Tulangan lain	1,0
$\beta$ = faktor pelapis	
Batang atau kawat tulangan berlapis epoksi dengan selimut beton kurang dari $3d_b$ , atau spasi bersih kurang dari $6d_b$	1,5
Batang atau kawat tulangan berlapis epoksi lainnya	1,2
Tulangan tanpa pelapis	1,0

Walaupun demikian, hasil perkalian  $\alpha\beta$  tidak perlu diambil lebih besar dari 1,7.

$\gamma$ = faktor ukuran batang tulangan	
Batang D-19 atau lebih kecil dan kawat ulir	0,8
Batang D-22 atau lebih besar	1,0
$\lambda$ = faktor beton agregat ringan	
Apabila digunakan beton agregat ringan	1,3
Walaupun demikian, apabila $f_{ct}$ disyaratkan, maka $\lambda$ boleh diambil sebesar $\sqrt{f_c'}/(1,8f_{ct})$ tetapi tidak kurang dari	1,0
Apabila digunakan beton berat normal	1,0

- Penyaluran Tulangan Berkait dalam Tarik



**Gambar 2.16** Detail Kaitan untuk Penyaluran Kait Standar.  
(SNI 03-2847-2013, gambar 17)

Menurut SNI 03-2847-2013, pasal 12.5 adalah sebagai berikut :

$$l_{h(\min)} = 8d_b \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang penyaluran dasar } l_{dh} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f_c'}}$$

**Tabel 2.4** Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Berkait dalam Tarik

Kondisi	Faktor
Mutu Tulangan, batang selain $f_y = 400 \text{ MPa}$	$f_y / 400$
Selimut Beton , batang D-36 dan yang lebih kecil dengan tebal selimut samping (normal terhadap	0,70

bidang kait) tidak kurang dari 60 mm dan untuk kait $90^\circ$ dengan tebal selimut terhadap kait tidak kurang dari 50 mm	
Sengkang, batang D-36 dan yang lebih kecil yang secara vertikal atau horizontal dilindungi oleh sengkang yang dipasang sepanjang $l_{dh}$ dengan spasi tidak lebih dari 3db	0,80
Beton ringan	1,30
Tulangan berepoksi	1,20

(PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete fifth Edition.)

## 2.5 Fase-fase Penanganan Produk Pracetak

Sebelum digunakan produk pracetak mengalami fase-fase perlakuan yang meliputi:

1. Pengangkatan dari bekisting modul (*stripping*)
  - a. Orientasi produk apakah horisontal, vertikal, atau membentuk sudut
  - b. Lekatan permukaan beton dengan bekisting dan kejut
  - c. Jumlah dan lokasi peralatan angkat
2. Penempatan ke lokasi penyimpanan (*yard handling and storage*)
  - a. Orientasi produk apakah horisontal, vertikal, atau membentuk sudut
  - b. Lokasi titik-titik angkat sementara
  - c. Lokasi sokongan sehubungan dengan produk-produk lain yang juga disimpan
  - d. Perlindungan dari sinar matahari langsung
3. Transportasi ke lokasi (*transportation to the job site*)
  - a. Orientasi produk apakah horisontal, vertikal, atau membentuk sudut
  - b. Lokasi sokongan vertikal maupun horisontal
  - c. Kondisi kendaraan pengangkut, jalan, dan batas-batas berat muatan dari jalan yang akan dilalui

- d. Pertimbangan dinamis saat transportasi
4. Pemasangan (*erection*)
- a. Orientasi produk apakah horisontal, vertikal, atau membentuk sudut
  - b. Lokasi dan jumlah titik-titik angkat
  - c. Lokasi dan jumlah titik-titik sokongan
  - d. Beban sementara, seperti pekerja, peralatan selama pekerjaan, dan berat beton *overtopping*.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB III**

### **METODOLOGI**

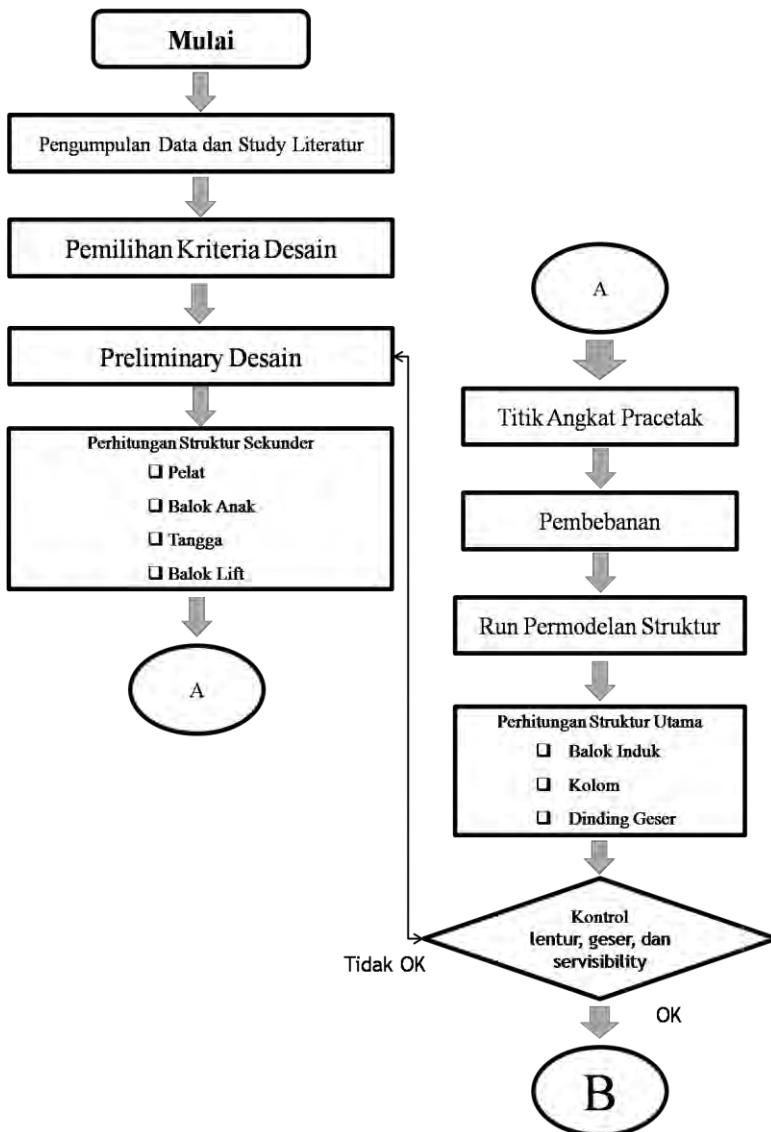
#### **3.1. Tahapan Penyelesaian Tugas Akhir**

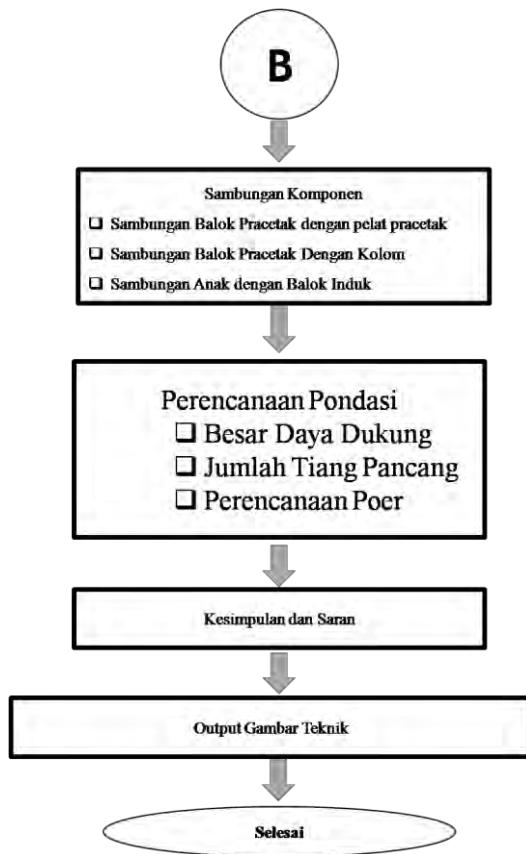
Pada bab ini berisi pembahasan mengenai tahapan-tahapan untuk menyelesaikan tugas akhir. Tahapan atau metode yang akan digunakan dalam perancangan gedung ini adalah sebagai berikut :

1. Mengumpulkan dan mempelajari literatur yang berkaitan dengan perancangan. Mengumpulkan data lapangan yang akan digunakan sebagai data dalam obyek perancangan. Data lapangan tersebut antara lain yaitu data gedung yang akan digunakan sebagai obyek perancangan dan juga data tanah yang ada pada lokasi gedung itu dibangun.
2. Penentuan kriteria desain yaitu penentuan gedung sebagai obyek perancangan, tinggi gedung, peruntukan gedung dan lokasi dibangunnya gedung tersebut beserta wilayah gempanya.
3. Preliminary design merupakan awal dari perancangan. Pada preliminary design ini kita menentukan dimensi elemen struktur gedung untuk digunakan dalam tahap perancangan selanjutnya.
4. Analisa struktur sekunder meliputi :
  - a. pelat
  - b. tangga
  - c. balok anak
5. Penentuan titik angkat elemen elemen beton pracetak
6. Analisa pembebanan meliputi beban horisontal dan beban vertikal. Adapun macam pembebanan :
  - a. beban vertikal :
    - beban mati
    - beban hidup
  - b. beban horisontal :

- beban angin
  - beban gempa
7. Analisa gaya-gaya akibat pembebahan menggunakan program bantu analisa struktur
  8. Analisa struktur utama meliputi :
    - a. balok
    - b. kolom
    - c. dinding geser
  9. Kontrol struktur utama apakah sudah memenuhi kriteria desain
  10. Merencanakan sambungan komponen-komponen pracetak
  11. Merencanakan pondasi yang meliputi, besar daya dukung, menentukan jumlah tiang pancang dan perencanaan poer.
  12. Hasil dari analisa akan dituangkan dalam gambar rencana. Dalam penggambaran ini menggunakan program bantu

Tahapan tahapan diatas di sajikan dalam Diagram alir perencanaan dalam gambar 3.1 berikut ini :





**Gambar 3.1** Bagan Alir Metodologi

### **3.2. Pengumpulan Data**

#### **3.2.1. Data Umum Bangunan**

Struktur gedung yang akan dirancang dalam tugas akhir ini adalah bangunan apartement yang menggunakan sistem beton bertulang biasa yang kemudian dimodifikasi menggunakan

metode sistem beton pracetak. Data - data awal bangunan yang akan dimodifikasi antara lain :

1. Data umum bangunan
  - Nama Gedung : Gedung Skyloft SOHO
  - : Apartement Ciputra
  - : World Surabaya
  - Letak Bangunan : Jauh dari pantai
  - Jumlah Lantai : 28 Lantai
  - Tinggi Bangunan : 152 meter
  - Tinggi tiap lantai : 5.8 meter
  - Panjang bangunan : 29.3 meter
  - Lebar bangunan : 22.75 meter
  - Struktur Bangunan : Beton bertulang biasa
  - Struktur pondasi : Pondasi tiang pancang
2. Data Bahan
  - Kuat tekan beton ( $f_c$ ,) : 30 Mpa
  - Kuat leleh baja ( $f_y$ ) : 420 Mpa
  - Data tanah : Data tanah untuk wilayah bangunan akan dibangun
3. Data Gambar
  - Gambar Struktur ( Terlampir )
  - Gambar Arsitektur ( Terlampir )

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton pracetak dan data bangunan direncanakan sebagai berikut :

1. Data umum bangunan
  - Nama Gedung : Gedung Skyloft SOHO
  - : Apartement Ciputra
  - : World Surabaya

- Letak Bangunan : Jauh dari pantai
  - Jumlah Lantai : 12 Lantai
  - Tinggi Bangunan : 48 meter
  - Tinggi tiap lantai : 4 meter
  - Panjang bangunan : 49 meter
  - Lebar bangunan : 24.5 meter
  - Struktur Bangunan : Beton pracetak  
                                 : ( Non prategang )
  - Struktur pondasi : Pondasi tiang pancang
2. Data Bahan
- Kuat tekan beton ( $f_c$ ,) : 30 Mpa
  - Kuat leleh baja ( $f_y$ ) : 420 Mpa
  - Data Tanah : Terlampir
3. Data Gambar
- Gambar Struktur : (Terlampir)
  - Gambar Arsitektur : (Terlampir)

### **3.3. Peraturan Perencanaan Struktur**

Dalam tugas akhir ini, peraturan yang membahas perencanaan struktur antara lain :

1. Badan standardisasi Nasional.2013. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)
2. Badan standardisasi Nasional.2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung ( SNI 03-1726-2012 )
3. Badan standardisasi Nasional.201X. Tata cara perhitungan Pembebatan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung ( RSNI 03 1727-201X )

4. Departemen Pekerjaan Umum.1983. Peraturan Pembebaan Indonesia Untuk Gedung ( PPIUG 1983 )
5. Departemen Pekerjaan Umum.1971. Peraturan Beton Bertulang Indonesia ( PBBI 1971 )

### **3.4. Pemilihan Kriteria Desain**

Perancangan ulang dan modifikasi gedung yang akan dirancang baik dari segi tinggi gedung, panjang dan lebar gedung serta metode pelaksanaan yang digunakan (Metode beton pracetak ). Dalam pemilihan kriteria desain harus memenuhi syarat kuat dan layak. Syarat kuat artinya bahwa kemampuan elemen struktur lebih besar dari pada beban yang bekerja. Sementara maksud dari syarat layak adalah batasan struktur tersebut terhadap lendutan, simpangan, dan retaknya masih dalam toleransi yang diijinkan. Dalam perancangan menggunakan metode beton pracetak ini digunakan Sistem Rangka Gedung (*Building Frame System*) dimana jaminan akan kekuatan struktur dijelaskan dalam SNI-03-2847-2013.

Pemilihan metode beton pracetak dipilih karena konfigurasi struktur gedung adalah beraturan dan tipikal pada setiap lantainya sehingga akan ideal apabila metode ini dipilih sebagai kriteria desain.

### **3.5. Preliminary Design**

Pada preliminary design ini kita menentukan dimensi elemen struktur gedung untuk digunakan dalam tahap perancangan selanjutnya.

#### **3.5.1 Dimensi Pelat**

Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat tergolong pelat satu arah (*One-way slab*) atau pelat dua arah (*two-way slab*). Berdasarkan SNI 03-2847-2013. Untuk dimensi

pelat satu arah dan balok anak ditentukan berdasarkan tabel berikut.

**Tabel 3.1** Tebal Minimum Balok non-prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung.

Komponen struktur	Tebal minimum, <i>h</i>			
	Tumpuan Sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Komponen struktur tidak menempati atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar				
Pelat massif satu-arah	<b>l/20</b>	<b>l/24</b>	<b>l/28</b>	<b>l/10</b>
Balok atau pelat rusuk satu -arah	<b>l/16</b>	<b>l/18,5</b>	<b>l/21</b>	<b>l/8</b>
<b>CATATAN :</b>				
Panjang bentang dalam mm.				
Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasi sebagai berikut :				
a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis ( <i>equilibrium density</i> , <i>Wc</i> , di antara 1440 sampai 1840 kg/m <sup>3</sup> , nilai tadi harus dikalikan dengan (1,65 – 0,0003 <i>wc</i> ) tetapi tidak kurang dari 1,09.				
b) Untuk <i>f<sub>y</sub></i> selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan (0,4 + <i>f<sub>y</sub></i> /700).				

(SNI 03-2847-2013 pasal 9.5(a))

2. Tebal minimum pelat satu arah (*One-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)). Sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :
  - a. Untuk  $\alpha_m$  yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.3.2
  - b. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi (SNI 03-2847-2013) rumus (9-12).

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(am - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm

- c. Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 2,0 ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari persyaratan (SNI 03-2847-2013) rumus (9-13)

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

dimana :

$ln$  = panjang bentang

$\alpha$  = rasio dari kekuatan lentur penampang balok terhadap kekakuan pelat

$\alpha_m$  = nilai rata - rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

$\beta$  = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek

### 3.5.2. Dimensi Balok

Perancangan dimensi balok menggunakan rumus berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.1 (tabel 9.5(a)). Perhitungan dimensi balok untuk beton normal ( $W_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ ) adalah sebagai berikut :

$$h_{\min} = 1/16 \times L_b \quad \text{dan} \quad b = 2/3 \times h$$

dimana :

- b = Lebar balok
- h = Tinggi balok
- L<sub>b</sub> = Panjang balok

### 3.5.3. Dimensi Kolom

Dimensi kolom yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur di desain dengan menggunakan rumusan dalam SNI 03-2847-2002 Pasal 11.3.2.2 dengan  $\Phi$  ( faktor reduksi ) = 0,65. Setelah itu dapat diperkirakan dimensi kolom. Luas dimensi kolom dihitung dengan rumus berikut :

$$A = W / (\Phi \cdot f_{c''})$$

Dimana :

- A = Luas dimensi kolom (  $\text{cm}^2$  )
- $f_{c''}$  = Kuat tekan karakteristik beton  
= ( $\text{Kg/cm}^2$ )
- W = Berat total yang diterima ( Kg )
- $\Phi$  = Faktor reduksi

### 3.5.4 Dimensi Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

- $64 \leq 2t + i \leq 65$
- Syarat kemiringan tangga :  $20 \leq \alpha \leq 40$

Dimana :

- |          |                     |
|----------|---------------------|
| $i$      | = Lebar injakan     |
| $t$      | = Tinggi tanjakan   |
| $\alpha$ | = Kemiringan tangga |

### 3.5.5 Dimensi Dinding Geser (*Shear Wall*)

Perencanaan dinding geser direncanakan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1, dalam pasal tersebut ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari pada 1/25 dari tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil dan tidak pula kurang dari 100 mm.

## 3.6 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur terdiri dari beban gravitasi yang meliputi beban mati dan beban hidup dan juga beban lateral yang terdiri dari beban angin dan beban gempa.

### 3.6.1 Beban Gravitasi

#### A. Beban Mati

Beban mati yang digunakan pada perancangan berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 ( PPIUG 1983 ) yang tertera pada Tabel 3.1.

#### B. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan dalam perancangan berdasarkan RSNI 03-1727-201X Tabel 4.1

### 3.6.2 Beban Lateral

#### A. Beban Angin

Tekanan angin yang digunakan adalah sebesar  $25 \text{ kg/m}^2$   
(RSNI 03-1727-201X Pasal 6.1.4 )

### B. Beban Gempa

Sesuai dengan standar SNI-03-1726-2012, peluang dilampauinya beban dalam kurun waktu umur bangunan 50 tahun adalah 2 persen dan gempa yang menyebabkan kondisi tersebut disebut Gempa Rencana (dengan periode ulang 2500 tahun). Nilai faktor modifikasi respons struktur dapat ditetapkan sesuai dengan perencanaan. Untuk eksentrisitas sesungguhnya dalam mm diukur dari denah antara titik massa struktur di atas pemisahan isolasi dan titik pusat kekauan sistem isolasi, ditambah dengan eksentrisitas tak terduga dalam mm, diambil sesbesar 5 persen dari ukuran maksimum bangunan tegak lurus dengan arah gaya yang ditinjau.

Koefisien respon seismik,  $C_s$  harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana :

- $S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respon desain  
= dalam rentang perioda pendek seperti  
= ditentukan dari SNI-03-1726-2012 Pasal 6.9.4
- $R$  = Faktor modifikasi respons ( SNI-03-1726-2012  
= Tabel 7.2.1 )
- $I_e$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan  
= sesuai dengan (SNI-03-1726-2012 Pasal 4.1.2 )  
= Nilai  $C_s$  yang dihitung sesuai dengan (SNI-03-  
= 1726-2012 persamaan 7.8.2) tidak perlu  
= melebihi berikut :

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{SNI-03-1726-2012 Pasal 7.8.3}$$

Cs harus tidak kurang dari

$$Cs = 0.044 SDSIe \geq 0.01 \quad (\text{SNI-03-1726-2012 Pasal 7.8.4}).$$

Periode struktur fundamental, T dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental, T diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, Ta, yang dihitung sesuai dengan SNI-1726-2012 Pasal 7.8.2.1. Periode fundamental pendekatan (Ta) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$Ta = C_t h_n^x \quad \text{SNI-1726-2012 Pasal 7.8.6}$$

Dimana  $h_n$  merupakan ketinggian struktur dalam meter diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien Ct dan x ditentukan dari SNI-1726-2012 Tabel 7.8-2.

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ) dan dalam KiloNewton yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} V \quad \text{SNI-1726-2012 Pasal 7.8.10}$$

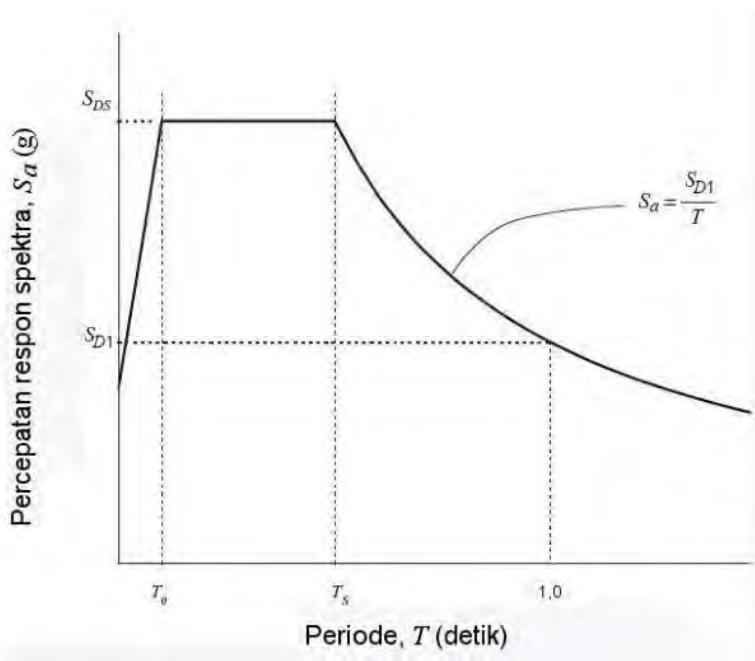
$$\text{Dan } C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=x}^n w_i h_i^k} \quad \text{SNI-1726-2012 Pasal 7.8.11}$$

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat ( $V_x$ ) dalam Kilo Newton harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{SNI-1726-2012 Pasal 7.8.12}$$

Dimana  $F_i$  = bagian dari geser dasar seismik V dalam kilonewton yang timbul di tingkat i.

Berikut Spektrum Respon Desain yang disajikan dalam gambar 3. 2



**Gambar 3.2** Spektrum Respon Desain  
( SNI 1726 2012 Gambar 1 )

### 3.6.3 Kombinasi Pembebatan

Kombinasi pembebatan yang digunakan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 9.2.1 yang terdiri dari tujuh jenis kombinasi berikut ini :

1.  $U = 1,4 D$
2.  $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5$  ( Lr atau R )
3.  $U = 1,2 D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0L + 0,5$  ( Lr atau R )
5.  $U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L$

$$6. \quad U = 0,9 D + 1,0 W$$

$$7. \quad U = 0,9D + 1,0E$$

Dimana :

U = Beban Ultimate

D = Beban mati

L = Beban hidup

E = Beban Gempa

A = Beban Atap

R = Beban hujan

W = Beban angin

### **3.7 Run Permodelan Struktur**

Analisa struktur pada perancangan ulang gedung ini menggunakan program bantu analisa struktur *SAP 2000*.

### **3.8 Perhitungan Struktur**

#### **3.8.1 Pelat**

##### **3.8.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat**

Tahapan – tahapan perhitungan tulangan lentur pelat adalah sebagai berikut :

- Menentukan data – data perencanaan d, fy, fc,, dan Mu.  
Kriteria perencanaan lentur adalah  $M_n \geq M_u$  mengikuti persyaratan (SNI-03-2847- 2013, Pasal 9.3.1)  
Untuk menghitung momen pada pelat, maka digunakan tabel. (PBBI 1971).
- Menentukan batasan harga perbandingan tulangan
  - Rasio tulangan minimum dibatasi sebesar :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ dan } \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y}$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 10.3.3)

- Rasio tulangan maksimum dibatasi sebesar :

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 10.3.3)

- Rasio tulangan berimbang

$$\rho_b = \frac{0,85 x f_c' x \beta_1}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y}$$

(SNI 03-2847-2013)

dimana :

$\rho_b$  = rasio tulangan berimbang

$\beta_1 = 0,85$  untuk  $f'_c \leq 28$  Mpa

$\beta_1 = 0,85 - 0,08 (f'_c - 30)$  untuk  $f'_c > 28$  Mpa

Nilainya berkurang 0,05 untuk setiap kenaikan 7 MPa dari  $f'_c \geq 28$  MPa (SNI 03-2847-2013, pasal 10.2.7.3)

$f'_c$  = Kuat tekan beton yang disyaratkan, Mpa  
(Purwono, Rahmat, Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa)

$f_y$  = tegangan leleh baja, Mpa

- c. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f_c'} \quad Rn = \frac{Mn}{b.d^2}$$

Maka didapatkan :

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

Syarat  $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$

d. Menghitung luas tulangan yang dibutuhkan sesuai (SNI 03-2847-2013, Pasal 7.6.5)

$$As = \rho_{perlu} \times b \times d$$

Dengan spasi antar tulangan :

- tulangan utama harus berjarak  $\leq 3 \times$  tebal pelat
- atau  $\leq 450$  mm

(SNI 03-2847-2013, Pasal 7.6.5)

### 3.8.1.2 Perhitungan tulangan susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1

### 3.8.1.3 Kontrol Retak Pelat

Untuk menghindari retak-retak beton di sekitar baja tulangan, maka penggunaan tulangan lentur dengan kuat leleh melebihi 300 MPa perlu dilakukan kontrol terhadap retak sesuai SNI 03-2847-2013, Pasal 10.6.4.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (\text{SNI 03-2847-2013, Pasal 10.6.4})$$

dengan :

$Z \leq 30.000$  N/mm untuk penampang dalam ruangan,

$Z \leq 25.000$  N/mm untuk di luar ruangan,

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada kondisi beban kerja, boleh diambil sebesar  $0,60 f_y$  (MPa)

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan atau kawat yang terdekat (mm),

$$A = \frac{2d_c b}{n}$$

$A$  = luas efektif beton tarik di sekitar tulangan lentur tarik dibagi dengan jumlah  $n$  batang tulangan atau kawat ( $\text{mm}^2$ )

### 3.8.2 Tangga

Tata cara perhitungan tulangan tangga sama dengan tata cara penulangan pelat.

### 3.8.3 Balok

### **3.8.3.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok**

Langkah – langkah perhitungan tulan lentur balok adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan batasan harga perbandingan tulangan sesuai (SNI 03-2847-2013, Pasal 10.3.3)

- Rasio tulangan minimum dibatasi sebesar :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_v} \text{ dan } \frac{\sqrt{f_c}}{4f_v}$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 10.3.3)

- Rasio tulangan maksimum dibatasi sebesar :

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_h$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 10.3.3)

- Rasio tulangan berimbang

$$\rho_b = \frac{0,85 x f_c' x \beta_1}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y}$$

(SNI 03-2847-2013)

dimana :

$\rho_b$  = rasio tulangan berimbang

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,08 ( f'c - 30 ) \text{ untuk } f'c > 28 \text{ MPa}$$

Nilainya berkurang 0,05 untuk setiap kenaikan 7 MPa dari  $f'c \geq 28$  MPa (SNI 03-2847-2013, pasal 10.2.7.3)

$f'_c$  = Kuat tekan beton yang disyaratkan, Mpa  
 (Purwono, Rahmat, Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa)

$f_y$  = tegangan leleh baja, Mpa

b. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \quad Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

Maka didapatkan :

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

Syarat  $\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{maks}$

a. Menghitung luas tulangan yang dibutuhkan sesuai (SNI 03-2847-2013, Pasal 7.6.5)

$$As = \rho_{perlu} \times b \times d$$

Dengan spasi antar tulangan :

- tulangan utama harus berjarak  $\leq 3 \times$  tebal pelat
- atau  $\leq 450$  mm

(SNI 03-2847-2013, Pasal 7.6.5)

### 3.8.3.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 03-2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi  $\Phi V_n \geq V_u$ , dimana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\Phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

(SNI 03-2847-2013, Pasal 9.3)

Kebutuhan terhadap tulangan geser mengikuti beberapa kriteria yang dijabarkan dalam tabel tabel kriteria kebutuhan tulangan geser dibawah ini :

**tabel 3.2** kriteria kebutuhan tulangan geser

Kriteria Kebutuhan Tulangan Geser		
Kondisi	Geser Perlu	Spasi
$V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$	Tidak perlu tulangan geser	
$\frac{1}{2} \Phi V_c < V_u < \Phi V_c$	Digunakan tulangan geser minimum <ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_v(\min) = \frac{0.35 b w s}{f_y}</math></li> <li><math>V_{S(\min)} = \frac{1}{3} b_w d</math></li> </ul>	$S_{\max} = \frac{d}{2}$ Atau 600 mm
$\Phi V_c < V_u \leq (V_c + V_{S(\min)})$	Digunakan tulangan geser minimum <ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_v(\min) = \frac{0.35 b w s}{f_y}</math></li> <li><math>V_{S(\min)} = \frac{1}{3} b_w d</math></li> </ul>	$S_{\max} = \frac{d}{2}$ Atau 600 mm
$\Phi(V_c + V_{S(\min)}) < V_u \leq \Phi(V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b w d)$	Diperlukan tulangan geser <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\varphi V_s(\text{perlu}) = V_u - \varphi V_c</math></li> <li><math>V_s = \frac{A_v f_y d}{s}</math></li> </ul>	$S_{\max} = \frac{d}{2}$ Atau 600 mm
$\varphi \left( V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b w d \right) < V_u \leq \varphi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b w d \right)$	Diperlukan tulangan geser <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\varphi V_s(\text{perlu}) = V_u - \varphi V_c</math></li> <li><math>V_s = \frac{A_v f_y d}{s}</math></li> </ul>	$S_{\max} = \frac{d}{4}$ Atau 300 mm
$V_u > \varphi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b w d \right)$	Penampang diperbesar	

(SNI 03-2847-2013, Pasal 11)

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ )

$$V_n = V_c + V_s$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)

dan untuk

$$V_c = 0.17\alpha \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{SNI 03-2847-2002, Pasal 11.1})$$

$$V^n = V^c + V^s$$

dimana :

$V^u$  = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V^n$  = kuat geser nominal

$V^c$  = kuat geser beton

$V^s$  = kuat geser nominal tulangan geser

Perencanaan penampang terhadap torsi :

$$T_u \leq \phi T_n$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 11.5.3.5 pers.11-20)

Tulangan sengkang untuk puntir :

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cot \theta$$

(SNI 03-2847-2013, Pasal 11.5.3.6 pers.11-21)

dimana :

$T^u$  = momen torsi terfaktor

$T^n$  = kuat momen torsi

$T^c$  = kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

$T^s$  = kuat momen torsi nominal tulangan geser

$A_0$  = luas bruto yg dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm<sup>2</sup>

### • Kontrol Torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila

$$T_u \leq \frac{\varphi \sqrt{f_c}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (\text{SNI 03-2847-2013, Pasal 11.5.1})$$

Untuk struktur statis tak tentu, harga  $T_u$  boleh diambil sebesar :

$$T_u = \frac{\varphi \sqrt{f_c}}{3} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (\text{SNI 03-2847-2002, Pasal 11.5.2.2})$$

### • Kontrol Penampang

Penampang menurut SNI 03-2847-2013, pasal 11.5.3.1, dikatakan cukup bila :

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w x d} \right)^2 + \left( \frac{T_u \cdot p_h}{1,7 x A_{oh}^2} \right)^2} \leq \varphi x \left( \frac{V_c}{b_w x d} + \frac{2\sqrt{f_c}}{3} \right) \quad (\text{SNI 03-2847-2013, pasal 11.5.3. 1})$$

### • Tulangan Sengkang Torsi

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\varphi x 2A_o x f_y t x \cot \alpha}$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 11.5.3.6)

dimana :  $\alpha = 45^\circ$  dan  $\cot \alpha = \frac{1}{\tan \alpha}$

Sehingga sengkang untuk menahan geser dan torsi adalah sebagai berikut:

$$\frac{A_v}{s} + \frac{2x A_t}{s}$$

Sedangkan tulangan sengkang minimum :

$$\frac{A_v}{s} + \frac{2x A_t}{s} = \frac{75\sqrt{fc'} x b_w}{1200 x f_{yv}} \geq \frac{b_w}{3 x f_{yv}}$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 11.5.5.2)

- Tulangan Torsi Longitudinal**

Luas tulangan Longitudinal tambahan berdasarkan (SNI 03-2847-2013, pasal 11.5.3.7)

$$A_l = \frac{A_t}{s} x p_h x \left( \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) x \cot^2 \alpha$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 11.5.3.7)

Minimum tulangan torsi memanjang :

$$A_{l(\min)} = \frac{5\sqrt{fc'} x A_{cp}}{12 x f_{yl}} - \left( \frac{At}{s} \right) x p_h x \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

(SNI 03-2847-2002, pasal 11.5.5.3)

dengan  $\frac{A_t}{s} \geq \frac{b_w}{6 x f_{yv}}$

### 3.8.4 Kolom

#### 3.8.4.1 Pembesaran Momen

Untuk Pembesaran Momen, Portal bergoyang atau dianggap tidak bergoyang dapat ditentukan dari nilai indeks Stabilitas menurut SNI 03-2847-2013, pasal 10.10.5.

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot x \cdot \Delta_o}{V_u \cdot x \cdot l_c} < 0,05 \quad \text{portal tidak bergoyang}$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 10.10.5.2 Persamaan 10-10)

Pada kolom tidak bergoyang, pengaruh kelangsungan boleh diabaikan bila :

$$\frac{k \cdot x \cdot \lambda_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 10.10.1.b)

dimana :

untuk portal tidak bergoyang  $k = 1$

$M1$  dan  $M2$  adalah momen terfaktor pada ujung - ujung kolom dan harga  $r$ , sebesar  $0,3x h$

### 3.8.4.2 Penulangan Lentur dan Tekan

Momen biaksial dirubah menjadi momen uniaksial ekivalen :

Untuk  $M_{uy} > M_{ux}$ , maka :

$$M_{oy} \approx M_{uy} + M_{ux} \left( \frac{h}{b} \right) \left( \frac{1-\beta}{\beta} \right)$$

dengan menaksir  $\beta = 0,65$

### 3.8.4.3 Pemeriksaan Penulangan dengan Metode Beban Berlawanan dari Bresler

Kuat tekan struktur kolom dengan eksentrisitas  $e = 0$  berdasarkan (SNI 03-2847-2013, pasal 10.3.6.2). Kuat tekan struktur kolom dengan eksentrisitas  $e = 0$  adalah :

$$\varphi P_o = \varphi x 0,80 [0,85 f'_c (Ag - As) + As f_y]$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 10.3.6.2)

Selanjutnya dari rasio tulangan, dihitung :

$$\frac{e_x}{h} = \frac{M_{uy}}{p_u h}, \text{ akan diperoleh } P_x$$

$$\frac{e_y}{b} = \frac{M_{ux}}{p_u b}, \text{ akan diperoleh } P_x$$

Selanjutnya dihitung :

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{\varphi P_o}$$

Penulangan kolom cukup bila didapatkan  $P_i \geq P_u$

#### 3.8.4.4 Penulangan Geser

Kuat geser beton bersamaan dengan adanya aksial tekan berdasarkan (SNI 03-2847-2013, pasal 11.2.1.2) Kuat geser beton bersamaan dengan adanya aksial tekan adalah :

$$\varphi x Vc = \varphi x \left( 1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) x \frac{1}{6} \alpha \sqrt{fc'} b_w d$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 11.2.1.2)

Spasi maksimum sengkang untuk kolom menurut SNI 03-2847-2013, pasal 7.10.5.2 adalah :

$$S_{\max} = 16 \times d_{lentur}$$

$$S_{\max} = 48 \times d_{sengkang}$$

$$S_{\max} = b$$

Spasi sengkang minimum berdasarkan SNI 03-2847-2013, pasal 11.4.6.3 :

bila  $V_u < 0,5 \phi V_c$ , maka dipasang sengkang minimum :

$$Av_{\min} = \frac{bwS}{3f_y}$$

### 3.9.5 Perencanaan Struktur Dinding Geser

#### 3.9.5.1 Kuat Aksial Rencana

Dihitung berdasarkan (SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0,55 \cdot \phi \cdot f'_{c} \cdot A_g \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot l_c}{32 \cdot h} \right)^2 \right]$$

(SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.2)

#### 3.9.5.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.3.)

$$\varphi x Vn = \varphi x \frac{5}{6} x \sqrt{f'_c} x h x d \geq Vu$$

(SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.3.)

dimana :

$$d = 0,8 \cdot l_w$$

#### 3.9.5.3 Kuat Geser Beton

Dihitung Menurut SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.6.

#### 3.9.5.4 Keperluan Penulangan Geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan (SNI 03-2847-2013, pasal 13.9.8.)

#### 3.9.5.5 Penulangan Geser Horisontal

Dihitung merdasarkan pada (SNI 03-2847-2013, pasal 11.9.9)

#### 3.9.5.6 Penulangan Geser Vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2002, pasal 11.9.9.4

#### 3.9.5.7 Penulangan Dinding Struktural Beton Khusus

Bila gaya geser bidang terfaktor  $> (1/6)A_{cv} \sqrt{f'c}$  , maka harus dipasang sedikitnya dua lapis tulangan pada dinding.

Semua tulangan menerus pada dinding struktural harus diangkur atau disambung lewat sesuai untuk tulangan tarik. Gaya geser tidak boleh melebihi yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.1

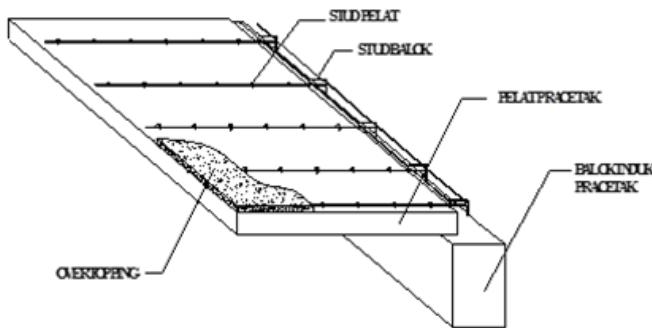
### **3.10 Tinjauan Komponen Pracetak**

#### **3.10.1 Perencanaan Sambungan**

Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi cara – cara tersebut.

##### **3.10.1.1 Perencanaan Over Topping Beton**

Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

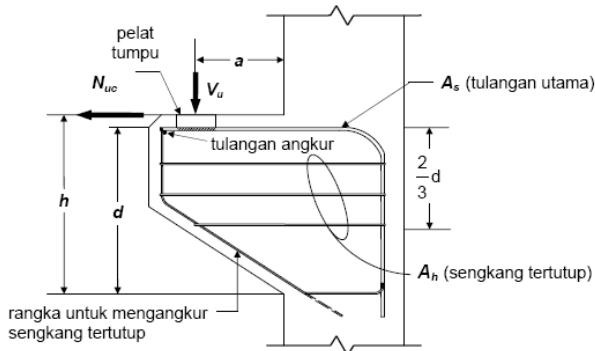


**Gambar 3.3 Sambungan Balok dan Pelat dengan Overtopping**  
(Sumber :PCI)

##### **3.10.1.2 Perencanaan Sambungan Balok Dan Kolom**

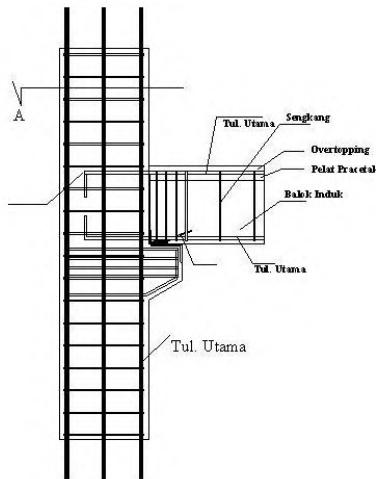
###### **A. Perencanaan Konsol Pada Kolom**

Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.



**Gambar 3.4** Parameter Geometri Konsol Pendek.

## B. Sambungan Balok dan Kolom



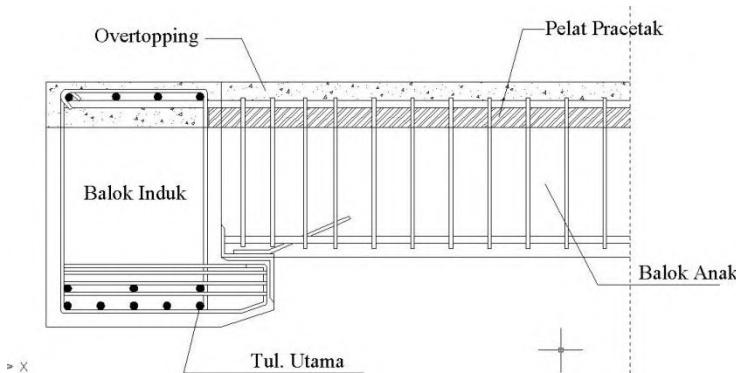
**Gambar 3.5 Sambungan Balok Kolom**

### 3.10.1.3 Perencanaan Sambungan Balok Induk Dengan Balok Anak

#### A. Perancangan Konsol pada Balok Induk

Sama seperti penentuan konsol pendek pada kolom.

#### B. Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak



**Gambar 3.6 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak**

## 3.11 Perencanaan Pondasi

Pondasi yang akan direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang. Dalam bab ini pembahasannya meliputi tahap-tahap berikut :

### 3.11.1 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

#### 3.11.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_f$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Qu = Qp + Qs$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* ( SPT ) menurut Luciano Decourt ( 1982 )

$$QI = Qp + Qs$$

dimana :

$$Qp = qp \cdot Ap = ( Np \cdot K ) \cdot Ap$$

dengan :

$N_p$	= Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4 B di bawah dasar tiang pondasi
$K$	= Koefisien karakteristik tanah = $12 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lempung = $20 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lanau berlempung = $25 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah lanau berpasir = $40 \text{ t/m}^2$ , untuk tanah pasir
$A_p$	= Luas penampang dasar tiang
$q_p$	= tegangan di ujung tiang
$Q_s$	$= q_s \cdot A_s = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$

dengan :

$q_s$	= tegangan akibat lekatan lateral dalam = $\text{t/m}^2$
$N_s$	= harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

As = keliling x panjang tiang yang terbenam  
 Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$Q_{ijin\ 1\ tiang} = \frac{Qu}{SF}$$

dimana :

- SF = safety factor = 3
- N'' = harga SPT di lapangan
- N = harga SPT setelah dikoreksi  
 $= 15 + [ ( N'' - 15 ) / 2 ]$

### 3.11.1.2 Daya dukung dukung tiang kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Dari problema ini, dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut :

- Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan tiang-tiang
- Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas atau dengan tingkat kepadatan sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan disekitar tiang bila jarak antar tiang  $\leq 7$  s/d 8 diameter.

Untuk daya dukung batas, pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan bila jarak as ke as antar tiang adalah  $\geq 3$  diameter. Sebaliknya, jarak minimum antar tiang dalam group adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang.

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$Q_{L\ (group)} = Q_{L\ (1\ tiang)} \times n \times C_e$$

n = jumlah tiang dalam group

Untuk menghitung koefisien efisiensi  $C_e$ , digunakan cara Converse – Labarre :

$$Ce = 1 - \frac{\text{arc tan}(\emptyset/s)}{90^\circ} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana:

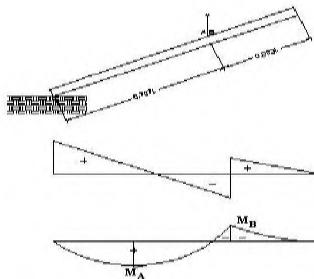
- $\emptyset$  : diameter tiang pondasi
- S : jarak as ke as antar tiang dalam group
- m : jumlah baris tiang dalam group  $\emptyset$
- n : jumlah kolom tiang dalam group

### 3.11.2 Tinjauan Pemilihan Jenis Tiang Pancang

#### 3.11.2.1 Kontrol terhadap Gaya Momen

Sebelum tiang dipancang

- a. Momen pada saat tiang di angkat vertikal ( $M_1$ )



**Gambar 3.7** Tiang dengan  $M_{\max} = \frac{1}{2}qx^2$

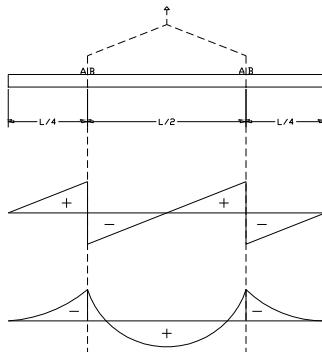
Pada saat diangkat :

$$M_A = M_B$$

Diperoleh  $x = \text{jarak titik pengangkatan pada tiang pancang} = 0,293L$

$$M_1 = \frac{1}{2} \times q \times (0,293 \times L)^2$$

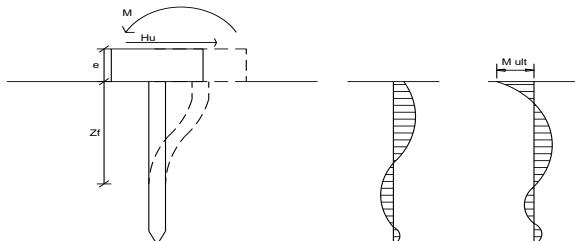
b. Momen pada saat tiang di angkut ( $M_2$ )



Gambar 3.8 Bidang Momen Tiang

$$\text{Sehingga } M_2 = \frac{1}{32} q L^2$$

c. Setelah tiang dipancang



Gambar 3.9 Jepitan Kritis

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Perhitungan :

$$\begin{aligned} Hu &= \frac{2Mu}{e + Zf} \\ M_3 &= L \times Hu \end{aligned}$$

$$M(\text{satu tiang pancang}) = \frac{M_3}{n}$$

Dimana :

$Zf$  = panjang penjepitan

$Zf$  untuk monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

$Zf$  untuk multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Dari ketiga perhitungan momen yang telah ( $M_1, M_2, M_3$ ) dilakukan kemudian diambil yang maksimum.

Pada Wika Piles Classification, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{\text{crack}}$

#### d. Kontrol Beban Maksimum Tiang (Pmax)

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Dalam hal ini nilai tersebut diperoleh dari hasil analisa struktur dengan bantuan program SAP 2000. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\text{max}} = \left( \frac{V}{n} + \frac{My \cdot X_{\text{max}}}{\sum X^2} + \frac{Mx \cdot Y_{\text{max}}}{\sum Y^2} \right) \leq P_{ijin} \text{ 1 tiang}$$

Dimana :

$P_v$  = Beban vertikal ekivalen

$V$  = Beban vertikal pada dinding geser

$n$  = banyaknya tiang dalam group

$M_x$  = momen terhadap sumbu x

$M_y$  = momen terhadap sumbu y

$x_{\text{max}}$  = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$y_{\text{max}}$  = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$  = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$  = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Pada Wika Piles Classification,  $P_{max}$  tidak diperkenankan melebihi  $P_{ijin}$  1 tiang

### **3.12 Gambar Teknik**

Setelah menyelesaikan perhitungan struktur, hasil perhitungan tersebut kenudian disajikan dalam gambar teknik dengan menggunakan software program bantu seperti *software Autocad 2007*.

### **3.13 Kesimpulan dan Saran**

“ Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB IV**

### **PRELIMINARY DESAIN**

#### **4.1 Umum**

Preliminary desain merupakan tahapan perhitungan dalam perancangan untuk merencanakan dimensi awal dari suatu elemen struktur. Elemen struktur sendiri terbagi dalam elemen struktur primer atau struktur utama dan struktur sekunder. Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekakuan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebahan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian perancangan struktur sekunder ini meliputi pelat dan tangga. Sebelum menentukan dimensi pelat, perlu diadakan preliminary design untuk menetukan besarnya pembebahan yang terjadi pada pelat. Perhitungan preliminary design mengikuti peraturan SNI-03-2847-2013.

#### **4.2 Data Perencanaan**

Sebelum perhitungan preliminary desain perlu diketahui terlebih dahulu data perencanaan dan beban-beban yang diterima oleh struktur gedung. Pada perancangan gedung Apartemen Skyloft SOHO Ciputra world Surabaya perencanaan menggunakan beton pracetak biasa dengan data perencanaan sebagai berikut :

- |                     |                                   |
|---------------------|-----------------------------------|
| • Tipe Bangunan     | : Gedung Apartement               |
| • Lokasi            | : Mayjend Sungkono,<br>: Surabaya |
| • Zona Gempa        | : 3                               |
| • Ketinggian Lantai | : 4.00 m                          |
| • Luas Bangunan     | : 1200.5 m <sup>2</sup>           |

- Tinggi Total Bangunan : ± 48.00 m
- Mutu Beton ( $f_c$ ) : 30 Mpa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 420 Mpa
- Letak Bangunan : Jauh dari pantai

#### 4.2.1 Pembebaan

##### 1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
    - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m<sup>3</sup>
    - Adukan finishing : 21 kg/m<sup>3</sup>
    - Tegel : 24 kg/m<sup>3</sup>
    - Dinding setengah bata : 250 kg/m<sup>3</sup>
    - Plafond : 11 kg/m<sup>3</sup>
    - Penggantung : 7 kg/m<sup>3</sup>
    - Plumbing +ducting : 25 kg/m<sup>3</sup>
  - Beban Hidup
    - Lantai atap : 100 kg/m<sup>3</sup>
    - Lantai : 250 kg/m<sup>3</sup>
    - Pelat tangga : 300 kg/m<sup>3</sup>
2. Beban Angin
- jauh dari pantai : 25 kg/m<sup>3</sup>
3. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 03-1726-2012 dengan zona gempa 3.

#### 4.3 Perencanaan Dimensi Balok

Perancangan ulang pada tugas akhir ini menggunakan balok yang penampangnya berbentuk persegi (rectangular beam). Perencanaan balok dilakukan dalam dua tahap dimana tahap pertama balok pracetak dibuat dengan sistem fabrikasi yang kemudian pada tahap kedua dilakukan penyambungan menggunakan sambungan basah. Pada tahap kedua dilakukan proses pengecoran diatas balok pracetak (sistem overtopping) setelah sebelumnya dipasang terlebih dahulu pelat pracetak.

dengan sistem tersebut akan membentuk suatu struktur yang monolit.

Dimensi balok dihitung berdasarkan ketentuan SNI-03-2847-2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada tabel 9.5 .a. dimensi balok adalah sebagai berikut :

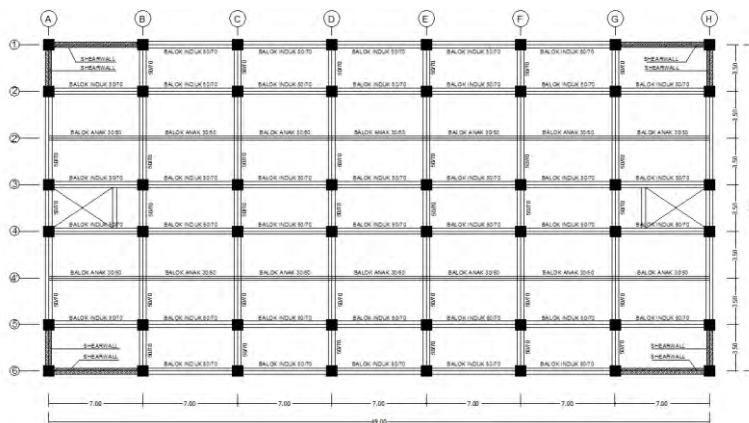
$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

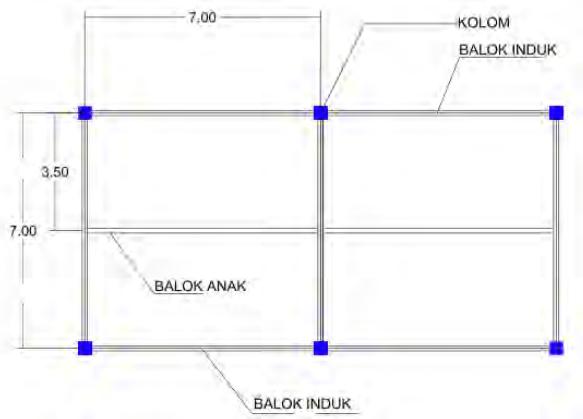
Untuk lebar balok diambil 2/3 dari tinggi balok :

$$b = \frac{2}{3} h$$

Keterangan :

- b = lebar balok
- h = tinggi balok
- Lb = lebar kotor balok
- fy = mutu tulangan baja



**Gambat 4.1 Denah Pembalokan Gedung****Gambar 4.2 Sketsa Balok induk dan balok anak**

#### 4.3.1 Dimensi Balok Induk

Dimensi Balok Induk memanjang dengan bentang  $L = 7$  meter direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan sederhana dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 420 MPa sehingga digunakan perumusan :

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 700 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 43.75 \text{ cm} \approx \text{digunakan } h_{\min} = 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h \text{ maka } b = \frac{2}{3} \times 70 = 46.67 \text{ cm} \approx \text{digunakan } b = 50 \text{ cm}$$

maka digunakan balok induk memanjang dengan dimensi  $b/h = 50/70$

- Dimensi Balok Induk melintang dengan bentang  $L = 7$  meter

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 700$$

$$h_{\min} = 43,75 \text{ cm} \approx \text{digunakan } h_{\min} = 70 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 70 = 46,67 \text{ cm} \approx \text{digunakan } b = 50 \text{ cm}$$

maka digunakan balok induk melintang dengan dimensi  $b/h = 50/70$

#### 4.3.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi Balok anak dengan bentang  $L = 7$  meter direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 420 MPa sehingga digunakan perumusan :

$$h_{\min} = \frac{L}{21} \quad (\text{SNI-03-2847-2013 Tabel 9.5.a})$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

$L$  = panjang balok (cm)

$h$  = tinggi balok (cm)

$b$  = lebar balok (cm)

maka dimensi balok anak adalah :

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times 700 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 33.33\text{cm} \approx \text{digunakan } h_{\min} = 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 50 = 33.33\text{cm} \approx \text{digunakan } b = 30 \text{ cm}$$

digunakan balok anak dengan dimensi b/h = 30/50

## 4.4 Perencanaan Tebal Pelat

### 4.4.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Peraturan penentuan tebal pelat minimum untuk satu arah dan dua arah menggunakan persyaratan pada SNI 03-2847-2013. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal pelat minimum satu arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5 tabel 9.5 (a) seperti yang digunakan pada balok. Sedangkan untuk pelat dua arah harus sesuai dengan SNI 03-2847-2013- pasal 9.5.3.3.

Untuk pelat dua arah, syarat lendutan dan ketebalan minimum adalah sebagai berikut :

- Untuk  $\alpha_m \leq 0,2 \dots$  ( SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 9.5.3.2)
  - Tebal pelat tanpa penebalan ,  $h_{\text{pelat}} = 125 \text{ mm}$   
( SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 9.5.3.2(a))
  - Tebal pelat dengan penebalan ,  $h_{\text{pelat}} = 100 \text{ mm}$   
( SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 11.5.3.2(b))
- Untuk  $2 > \alpha_m > 0,2$  (SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 9.5.3.3(b))

$$h_1 = \frac{\lambda n \left\{ 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right\}}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 125 \text{ mm}$$

- Untuk  $\alpha_m > 0,2 \dots$  ( SNI 03 – 2847 – 2013 pasal 9.5.3.3(c))
  - Tebal pelat tidak boleh kurang dari :

$$h_2 = \frac{\lambda n \left\{ 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right\}}{36 + 9\beta}$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Ketiga perumusan diatas menggunakan nilai  $f_y$  dengan satuan MPa.

Dimana :

$\lambda n$  = panjang bentang bersih arah memanjang pelat

$\beta$  = rasio panjang bentang bersih arah memanjang pelat terhadap arah memendek pelat

$\alpha_m$  = nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

$\alpha$  = rasio dari kekuatan lentur penampang balok terhadap kekakuan pelat.

$$\alpha = \frac{EcbxIb}{EcsxIs}$$

$$Ib = \frac{1}{12} x bw x h^3 x k$$

$$Is = \frac{1}{12} x bs x t^3$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn}$$

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

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 8.12 adalah sebagai berikut :

Konsrtruksi Balok-T berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 8.12.2 nilai lebar efektif balok T tidak boleh memenuhi seperempat bentang balok dan lebar efektif dari masing masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok baok yang bersebelahan.

Sedangkan untuk balok dengan pelat pada satu sisi saja berdasarkan SNI-03-2847-2013 pasal 8.12.3, lebar efektif sayap yang menggantung tidak boleh melebihi :

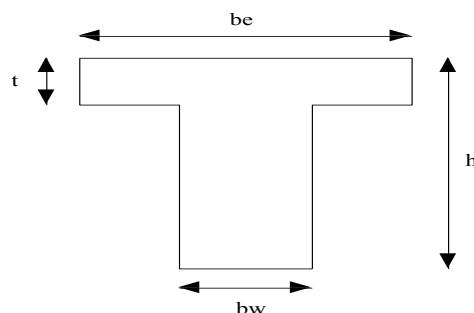
- Seperduabelas dari bentang balok
- Enam kali tebal pelat
- Setengah kali jarak bersih ke badan disebelahnya

Jika dirumuskan adalah sebagai berikut :

- Balok tengah (Interior)
 
$$be_1 \leq 0,25 \times L$$

$$be_2 \leq bw + 16t$$

$$be_3 \leq bw + (2 \times \frac{1}{2} Ln)$$
 dipakai  $be$  yang terkecil



- Balok tepi (Eksterior)

$$be_1 \leq bw + 6t$$

$$be_2 \leq bw + \frac{Ln}{12}$$

$$be_3 \leq bw + bo$$

dipakai  $be$  yang terkecil

Dimana :

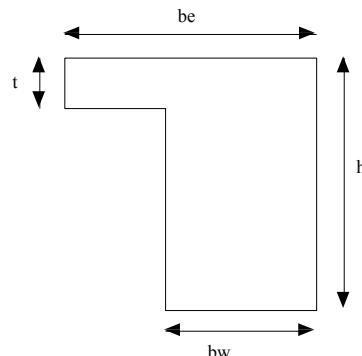
$be$  = lebar efektif

$bw$  = lebar balok

$t$  = tebal pelat

$L$  = bentang balok

$Ln$  = bentang bersih balok satu dengan balok yang lain



#### 4.4.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai dan Atap

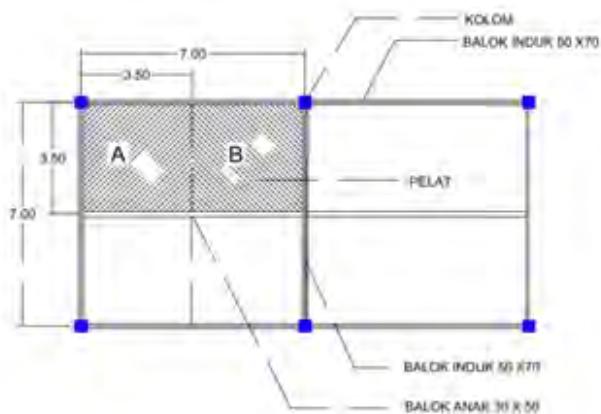
Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 3 tipe pelat yang memiliki ukuran yang sama yaitu :

- Pelat tipe A : 350 x 350 cm
- Pelat tipe B : 350 x 350 cm

Ketiga tipe pelat tersebut direncanakan dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Rencana tebal pelat : 12 cm

Dalam perencanaan ini, pelat berupa pelat pracetak yang kemudian pada saat pemasangan elemen pelat pracetak tersebut dilanjutkan (pekerjaan overtopping). Denah pelat yang akan direncanakan disajikan dalam gambar 4.3 berikut ini :



**Gambar 4.3 tipe pelat**

Dalam tugas akhir ini pelat tipe A digunakan sebagai contoh perhitungan dimensi tebal pelat. Untuk pelat tipe A (350 x 350) , maka nilai  $L_n$  dan  $S_n$  yaitu :

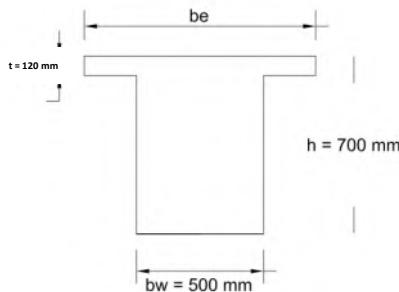
$$L_n = 350 - \left( \frac{50}{2} + \frac{0}{2} \right) = 325 \text{ cm}$$

$$S_n = 350 - \left( \frac{50}{2} + \frac{30}{2} \right) = 310 \text{ cm}$$

#### 4.4.3 Kontrol Tebal Pelat

Untuk pelat tipe (350x350) nilai  $\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{325}{310} = 1.05 < 2$  ( tergolong pelat dua arah ), maka perhitungan lebar efektif sayap adalah :

- **Balok Induk Tengah ( Interior )**



**Gambar 4.4** Balok Induk Tengah

- $be \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + bw$   
lebar efektif sayap  $\leq 8 hf = 8 \times 12 = 96$
- $be \leq (2 \times \text{lebar efektif sayap}) + bw$   
lebar efektif sayap  $\leq \frac{1}{2} Ln = \frac{1}{2} \times 325 = 155 \text{ cm}$   
 $Be \leq (2 \times 155) + 50 = 360 \text{ cm}$
- $be \leq \frac{1}{4} \times 350 = 87.5 \text{ cm}$

Dari ketiga syarat perhitungan tersebut di ambil nilai  $be$  terkecil, sehingga di dapatkan nilai  $be = 87.5 \text{ cm}$  untuk balok induk tepi 50/70 dengan ukuran pelat  $350 \times 350 \text{ cm}$ .

Nilai  $be$  untuk balok induk tengah (50/70) adalah 87.5 cm

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

$$K = \frac{1 + \left(\frac{87.5}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{70}\right) + 4\left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{87.5}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{87.5}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

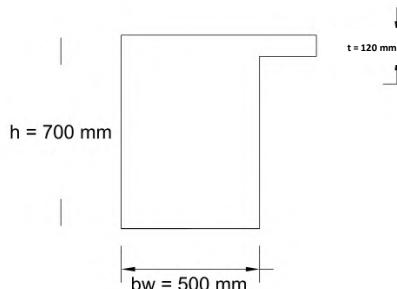
$$K = 2.91$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 \times 2.91 = 4158875 \text{ cm}^4$$

$$Is = \frac{1}{12} \times bs \times t^3 = \frac{1}{12} \times 350 \times 12^3 = 50400 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{Ib}{Is} = 42.248 \text{ cm}$$

#### ▪ Balok Induk Tepi ( Eksterior )



**Gambar 4.5** Balok induk tepi

- $Be \leq (\text{Lebar efektif sayap sayap}) + bw$   
 $\text{Lebar efektif sayap} \leq 1/12 L = 1/12 \times 325 = 25.83$

$$Be \leq 25.83 + 50 = 75.83 \text{ cm}$$

- $Be \leq (\text{Lebar efektif sayap}) + bw$   
 $\text{Lebar efektif sayap} \leq 6 hf = 6 \times 12 = 72 \text{ cm}$

$$Be \leq 90 + 50 = 122 \text{ cm}$$

- $Be \leq (\text{lebar efektif sayap}) + bw$   
 $\text{Lebar efektif sayap} \leq \frac{1}{2} \times 325 = 155 \text{ cm}$

$$Be \leq 155 + 50 = 205 \text{ cm}$$

Dari ketiga syarat perhitungan tersebut diambil nilai terkecil sehingga didapatkan nilai  $be = 75.83 \text{ cm}$  untuk balok induk tepi 50/70 dengan ukuran pelat  $310 \times 233 \text{ cm}$ .

Nilai  $be$  untuk balok induk tepi (50/70) adalah  $75.83 \text{ cm}$

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

$$K = \frac{1 + \left( \frac{75.8}{50} - 1 \right) \left( \frac{12}{70} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{70} \right) + 4 \left( \frac{12}{70} \right)^2 + \left( \frac{75.8}{50} - 1 \right) \left( \frac{12}{70} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{75.8}{50} - 1 \right) \left( \frac{12}{70} \right)}$$

$$K = 2.903$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 \times 2.903 = 4148870.833 \text{ cm}^4$$

$$Is = \frac{1}{12} \times bs \times t^3 = \frac{1}{12} \times 350 \times 12^3 = 50400 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{Ib}{Is} = 42.147$$

Dari perhitungan nilai  $\alpha$  diatas, maka didapatkan nilai  $\alpha_m$  sebagai berikut :

$$\alpha_m = \frac{1}{n} (\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_n)$$

$$\alpha_m = \frac{1}{2} (42.28 + 42.147) = 42.213 \text{ cm}$$

didapatkan nilai  $\alpha_m = 42.213$ , dikarenakan nilai  $\alpha_m$  lebih besar dari dua,  $\alpha_m > 2$  maka untuk ketebalan minimum pelat ( $h$ ) yang digunakan menggunakan rumus sesuai dengan persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3(c), dan tidak boleh kurang dari 90 mm :

$$h_2 = \frac{\lambda n \left\{ 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right\}}{36 + 9\beta}$$

$$h_2 = \frac{325 \left\{ 0.8 + \frac{420}{1400} \right\}}{36 + 9x1.49} = 6.9014 \text{ cm}$$

Jadi tebal pelat yang direncanakan adalah sebesar 12 cm. Tebal pelat tiap lantai adalah sama karena memiliki persamaan ukuran, yaitu sebesar 12 cm. Perincian elemen pelat yang merupakan pelat pracetak adalah sebagai berikut.

- Untuk lantai 1-12
  - a. Tebal pelat precetak : 7 cm
  - b. Tebal overtopping : 5 cm
- Untuk lantai atap
  - a. Tebal pelat precetak : 7 cm
  - b. Tebal overtopping : 5 cm

#### 4.5 Perencanaan Dimensi Kolom

Perhitungan dimensi awal perencanaan kolom, kolom yang ditinjau adalah kolom yang mengalami pembebahan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 700 x 700 cm.

Berdasarkan persyaratan SNI 03-2847-2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Berikut data awal yang diperlukan dalam menentukan dimensi awal kolom :

Direncanakan :

- Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm
- Tinggi tiap lantai = 400 cm
- Dimensi balok induk = 50/70
- Dimensi balok anak = 30/50
- Asumsi dimensi awal kolom 80 x 80 cm

Beban beban yang bekerja pada kolom berdasarkan RSNI 03-1727-1989 Tabel P3-1 adalah sebagai berikut :

### a. Beban Mati

Beban mati yang diterima oleh kolom adalah sebagai berikut :

Pelat	: $7 \times 7 \times 0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 12 \text{ tk}$	=	169344 kg
Penggantung	: $7 \times 7 \times 7 \text{ kg/m}^2 \times 12 \text{ tk}$	=	4116 kg
Plafond	: $7 \times 7 \times 11 \text{ kg/m}^2 \times 12 \text{ tk}$	=	6468 kg
Balok Induk	: $(7+7) \times 0,70 \times 0,50 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 12 \text{ tk}$	=	141120 kg
Balok Anak	: $7 \times 0,30 \times 0,50 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 12$	=	30240 kg
Spesi (2cm)	: $7 \times 7 \times 0,02 \times 2100 \text{ kg/m}^2 \times 12 \text{ tk}$	=	24696 kg
Aspal (1cm)	: $7 \times 7 \times 0,01 \times 1400 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ tk}$	=	686 kg
Plumbing	: $7 \times 7 \times 10 \text{ kg/m}^2 \times 12 \text{ tk}$	=	5880 kg
Tegel	: $7 \times 7 \times 0,02 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 12 \text{ tk}$	=	28224 kg
Dinding bata	: $(7+7) \times 4 \times 250 \text{ kg/m}^3 \times 12 \text{ tk}$	=	168000 kg
Sanitasi	: $7 \times 7 \times 20 \text{ kg/m}^2 \times 12 \text{ tk}$	=	11760 kg
Kolom	: $0,8 \times 0,8 \times 4 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 12 \text{ tk}$	=	73728 kg
<hr/>			
Berat Total (DL)			= 664262 kg

Berdasarkan RSNI 03-1727-1989 Tabel 4-1 :

### b. Beban Hidup

Atap	: $7 \times 7 \times 100 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ tk}$	=	4900 kg
Lantai	: $7 \times 7 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 11 \text{ tk}$	=	134750 kg
<hr/>			
Berat Total (LL)			= 139650 kg

Menurut RSNI 03-1727-1989 Pasal 4.8.2 : Beban hidup dapat direduksi hingga 20% untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih. Jadi total beban untuk beban hidup :

$$\begin{aligned} LL &= 0,8 \times 139650 \\ &= 111720 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi Berat Total (W)} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (664262) + 1,6 (111720) \\ &= 975866,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 9.3.2.2 untuk komponen struktur yang terkena beban aksial dan beban aksial dengan lentur, faktor reduksi yang digunakan adalah  $\phi = 0,65$ . Setelah itu dapat diperkirakan luas dimensi kolom adalah sebagai berikut :

$$\text{Rencana Awal} : A = \frac{W}{\phi \cdot f_{c'}} = \frac{975866.4}{0,65 \times 300} = 5004.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi Awal} : b^2 = 5004.44 \text{ cm}^2$$

$$b = 70.74 \sim 80 \text{ cm}$$

$A = b \times h$  dengan penampang persegi  $b = h$ , maka didapat dimensi kolom  $h = 70,74 \text{ cm}$ , sehingga dimensi kolom  $80 \times 80 \text{ cm}$  dapat memenuhi sebagai desain preliminary kolom. Jadi dimensi kolom digunakan **80/80 cm**.

#### 4.6 Perencanaan Tebal Dinding Geser

Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1 Ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm

Dalam Tugas Akhir ini Tebal dinding geser direncanakan sebagai berikut :

$$\text{Tebal Dinding Geser} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang Bentang Dinding} = 700 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi Dinding} = 400 \text{ cm}$$

$$T \geq H/25 = 400/25 = 16 \text{ Cm}$$

$$T \geq L/25 = 700/25 = 28 \text{ Cm}$$

Tebal dinding Tidak boleh kurang dari 100 mm.

Dengan demikian tebal dinding geser 45 cm memenuhi syarat.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## BAB V

### PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

#### 5.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat pada tugas akhir ini, tebal pelat yang direncanakan menggunakan ketebalan 12 cm baik untuk pelat atap maupun pelat lantai. Ketebalan pelat terbagi dalam dua bagian yaitu tebal pelat 7 cm untuk pelat pracetak dan tebal pelat 5 cm untuk pelat cor di tempat (*overtopping*). Untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat peraturan yang digunakan adalah Tata Cara Perhitungan Pembebaran Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-20xx).

Perencanaan pelat dalam tugas akhir ini direncanakan dengan melalui tahapan-tahapan yang tertera dalam skema berikut ini :



**Gambar 5.1** Skema perlakuan pelat pracetak

Perencanaan pelat pracetak tersebut direncanakan pada dua kondisi aitu kondisi sebelum komposit dan kondisi setelah komposit.

- Kondisi sebelum komposit  
kondisi ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pracetak dan komponen topping belum

menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.

- Kondisi setelah komposit  
kondisi ini terjadi apabila topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Pada dasarnya, permodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit adalah untuk perhitungan tulangan pelat. Pada saat sebelum komposit yaitu kondisi ketika pemasangan awal pelat, pelat diasumsikan tertumpu pada dua tumpuan. Sedangkan pada saat setelah komposit, perletakan pelat diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis

Dengan kondisi tersebut penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua kondisi diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak. Perletakan pada pelat yang digunakan diasumsikan sebagai perletakan jepit.

### **5.1.1 Data Perencanaan**

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap maupun pelat lantai.

Adapun data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah sebagai berikut :

- |                             |           |
|-----------------------------|-----------|
| ▪ Tebal pelat atap          | = 12 cm   |
| ▪ Tebal pelat lantai        | = 12 cm   |
| ▪ Mutu beton                | = 30 Mpa  |
| ▪ Mutu baja                 | = 420 Mpa |
| ▪ Diameter tulangan rencana | = 10 mm   |

### 5.1.2 Pembebanan Pelat Lantai

#### Pembebanan Sebelum komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat sendiri} & = 0,07 \times 2400 & = 168 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat topping} & = 0,05 \times 2400 & = 120 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{DL} & & = 288 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat kerja 2 orang pekerja} & & \text{LL} = 200 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

#### Pembebanan setelah komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat sendiri } (0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3) & & = 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plafond+penggantung} & = 11 + 7 \text{ kg/m}^2 & = 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ubin } (t = 2 \text{ cm}) & 0,02 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 & = 48 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi } (t = 2 \text{ cm}) & 0,02 \text{ m} \times 2100 \text{ kg/m}^3 & = 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plumbing} & & = 10 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ducting AC + pipa} & & = 15 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{DL} & & = 421 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{array}{lcl} \text{Beban hidup} & & \text{LL} = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

### 5.1.3 Pembebanan Pelat Atap

#### Pembebanan Sebelum komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat sendiri} & = 0,07 \times 2400 & = 168 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat topping} & = 0,05 \times 2400 & = 120 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{DL} & & = 288 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

- Beban Hidup (LL)

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat orang pekerja} & & = 200 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

#### Pembebanan Setelah komposit

- Beban Mati (DL)

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat sendiri} = 0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 & & = 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plafond+penggantung} = 11 + 7 \text{ kg/m}^2 & & = 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Aspal } (t = 1 \text{ cm}) & 0,01 \text{ m} \times 1400 \text{ kg/m}^3 & = 14 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Spesi } (t = 2 \text{ cm}) 0,02 \text{ m} \times 2100 \text{ kg/m}^3 & = & 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Plumbing} & = & 10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting & pipa} & = & 15 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 \text{DL} & = & 387 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

- Beban Hidup (LL)  
Beban hidup = 100 kg/m<sup>2</sup>

### Kombinasi Pembebanan Pelat

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 9.2 didapatkan

$$Qu = 1,2DL + 1,6LL.$$

- **Beban Kombinasi Pelat Lantai**

Kondisi Sebelum Komposit

1. Ada beban kerja

$$Qu = 1,2(168) + 1,6(200) = 521 \text{ kg/m}$$

2. Ada overtopping

$$Qu = 1,2(168+120) + 1,6(0) = 345,6 \text{ kg/m}$$

Setelah Komposit

$$1. Qu = 1,2(421) + 1,6(250) = 905.2 \text{ kg/m}$$

- **Beban Kombinasi Pelat Atap**

Kondisi Sebelum Komposit

1. Ada beban kerja

$$Qu = 1,2(168) + 1,6(200) = 521 \text{ kg/m}$$

2. Ada overtopping

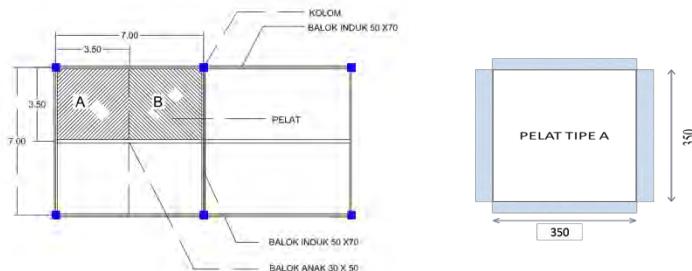
$$Qu = 1,2(168+120) + 1,6(0) = 345,6 \text{ kg/m}$$

Setelah Komposit

$$1. Qu = 1,2(387) + 1,6(100) = 624.4 \text{ kg/m}$$

#### 5.1.4 Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan penulangan akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas. Beban mati terbagi rata yang bekerja pada pelat sebelum komposit adalah berat sendiri pelat. Sedangkan beban hidup yang terjadi adalah beban hidup dari pekerja yang diasumsikan berada di pusat tengah-tengah bentang pelat. tulangan pelat menggunakan tulangan yang sama untuk memudahkan pelaksanaan. Pada Tugas Akhir ini akan dicontohkan perhitungan penulangan pada pelat lantai tipe A.



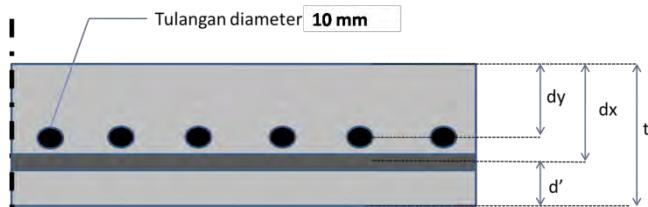
**Gambar 5.2.** Pelat tipe A 350 x 350

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat baik di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI 1971 Tabel 13.3.2 dimana nilai momen yang terjadi bergantung pada panjang  $L_x$  dan  $L_y$  pelat rencana. Berikut ini merupakan langkah langkah dalam perhitungan tulangan pelat :

- Menentukan data perencanaan penulangan pelat
 

Dimensi Pelat	= 350 cm x 350 cm
Tebal pelat	= 70 mm ( pelat pracetak )
Tebal topping	= 50 mm
Tebal decking	= 20 mm
Diameter tulangan rencana	= 10 mm

Mutu tulangan baja (fy) = 420 Mpa  
 Mutu Beton (fc') = 30 Mpa



**Gambar 5.3.** Potongan pelat

- Kondisi Sebelum Komposit

$$dx = 70-20 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$dy = 70-20-10 - \frac{10}{2} = 35 \text{ mm}$$

- Kondisi Sesudah Komposit

$$dx = 120-20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$dy = 120-20-10 - \frac{10}{2} = 85 \text{ mm}$$

- Untuk mutu beton fc' = 30 Mpa maka nilai  $\beta_1$  adalah sebagai berikut :

$$\beta_1 = 0,85 - (8/1000) \times (fc' - 30) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (30-30) = 0,85$$

Dengan demikian maka batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang diisyaratkan adalah sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0,85 x f_c' x \beta_1}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 x 30 x 0,85}{420} x \frac{600}{600 + 420} = 0,0304$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 8.4.3)

$$\rho_{maks} = 0,75 \quad \rho_b = 0,75 x 0,0304 = 0,0228$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.3)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/420 = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,00326$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.5.1)

$\rho_{min}$  dipilih yang memiliki nilai terbesar, yaitu  $\rho_{min} = 0,0033$ . Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1 tulangan susut dan suhu untuk pelat yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 420 adalah sebagai berikut :

$$\rho_{susut} = 0,0018$$

$$m = \frac{fy}{0,85 x f_{c'}} = \frac{420}{0,85 x 30} = 16,47$$

Pada penulangan pelat, terdapat penulangan pelat arah X dan penulangan pelat arah Y. Pada penulangan pelat arah X penulangan pada tumpuan sama dengan pada lapangan hanya saja letak tulangan tariknya yang berbeda. Pada daerah tumpuan tulangan tarik berada diatas sedangkan pada daerah lapangan tulangan tarik berada dibawah. Tulangan lapangan dan tulangan

tumpuan baik arah X maupun arah Y diencanakan menggunakan tulangan Ø 10 mm ( As = 78,54 mm<sup>2</sup> ).

#### ▪ Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

Sebelumnya ditentukan terlebih dahulu momen (Mu) yang bekerja pada pelat :

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{325}{310} = 1,05$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen untuk asumsi perlakuan terletak bebas pada 4 sisinya :

- $M_{lx} = 0,001 q (Lx)^2 X$  ..... dengan nilai X = 39
- $M_{ly} = 0,001 q (Lx)^2 X$  ..... dengan nilai X = 37

Sehingga :

- $M_{lx} = 0,001 \times 521 \times 3,1^2 \times 39 = 280,38 \text{ kgm}$
- $M_{ly} = 0,001 \times 521 \times 3,1^2 \times 37 = 203,61 \text{ kgm}$

#### **Penulangan arah X**

Tulangan Lapangan

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{2803800}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 1.73$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16.47$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 1.73}{420}} \right) = 0,0043 \end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0043 > \rho_{min} = 0,0033 \text{ maka dipakai } \rho_{perlu}$$

$$\rho_{perlu}$$

$$As_{perlu} = \rho.b.d = 0,0043 \times 1000 \times 45 = 193,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa :  
Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat = 210 mm

$$\text{Atau } \leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur  $\phi$  10-200 mm

$$As = 392,7 \text{ mm}^2 > As_{perlu} \dots \text{Ok}$$

### **Penulangan arah Y**

Tulangan Lapangan

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{2036100}{0,8 \times 1000 \times 35^2} = 2,077$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,077}{420}} \right) = 0,00516 \end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = 0,00516 > \rho_{min} = 0,0033 \text{ maka dipakai } \rho_{perlu}$$

Tulangan arah Y sebelum komposit :

$$As_{perlu} = \rho.b.d = 0,00516 \times 1000 \times 35 = 180,6 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa :  
Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat = 210 mm

$$\text{Atau } \leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur  $\phi$  10-200 mm

$$As = 393 \text{ mm}^2 > As_{perlu} \dots \text{Ok}$$

▪ **Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan**

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku “ Precast And Prestressed Concrete” figure 5.2.1. Dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe-A : 350 x 350 cm ( Ly = 325 cm, Lx = 310 cm )

ditentukan a = 3,1 m dan b = 3,25 m

dengan w = (0,07 x 2400) = 168 kg/m

$$\text{Maka : } M_x = 0,0107 \times 168 \times 3,1^2 \times 3,25 = 56,14 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 168 \times 3,1 \times 3,25^2 = 58,86 \text{ kgm}$$

**Penulangan arah X**

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{561400}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 0,35$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16.47$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 0.35}{420}} \right) = 0,00084 \end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = 0,00084 < \rho_{min} = 0,0033 \text{ maka dipakai } \rho_{min}$$

$$A_s_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0033 \times 1000 \times 45 = 148.5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa :

Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat = 210 mm

Atau  $\leq 450 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur  $\phi 10-330 \text{ mm}$

$$As = 236 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \dots \text{Ok}$$

### Penulangan arah Y

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{588600}{0,8 \times 1000 \times 35^2} = 0,6$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,6}{420}} \right) = 0,00145\end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = 0,00145 < \rho_{min} = 0,0033 \text{ maka dipakai } \rho_{min}$$

Tulangan arah Y akibat pengangkatan :

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0033 \times 1000 \times 35 = 115,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa :

Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat = 210 mm

Atau  $\leq 450 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur  $\phi 10-330 \text{ m}$

$$As = 236 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} \dots \text{Ok}$$

- **Perhitungan Penulangan Pelat Saat Overtopping**

Qu karena ada overtopping = 345,6 kg/m<sup>2</sup>

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{325}{310} = 1,05$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.2 didapat persamaan momen untuk asumsi perletakan terletak bebas 4 sisi :

- $Mlx = 0,001 q (Lx)^2 X$  dengan nilai  $X = 39$
- $Mly = 0,001 q (Lx)^2 X$  dengan nilai  $X = 37$

Sehingga :

$$\bullet \quad Mlx = 0,001 \times 345,6 \times 3,1^2 \times 39 = 142,36 \text{ kgm}$$

- $M_{ly} = 0,001 \times 345,6 \times 3,1^2 \times 37 = 135,1 \text{ kgm}$

### **Penulangan Arah X**

#### **Tulangan Lapangan**

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{1423600}{0,8 \times 1000 \times 45^2} = 0,88$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,88}{420}} \right) = 0,00213\end{aligned}$$

$\rho_{perlu} = 0,0026 < \rho_{min} = 0,0033$  maka dipakai  $\rho_{min}$

Tulangan arah X sebelum komposit :

$$A_s_{perlu} = \rho.b.d = 0,0033 \times 1000 \times 45 = 148,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan bahwa :

Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat = 210 mm

Atau  $\leq 450$  mm

Digunakan tulangan lentur  $\phi 10-330$  mm

$A_s = 236 \text{ mm}^2 > A_s$  perlu ....Ok

### **Penulangan Arah Y**

#### **Tulangan Lapangan**

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{1351000}{0,8 \times 1000 \times 35^2} = 1,38$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1,38}{420}} \right) = 0,0034$$

$\rho_{perlu} = 0,0034 > \rho_{min} = 0,0033$  maka dipakai  $\rho_{perlu}$

Tulangan arah Y sebelum komposit :

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0034 \times 1000 \times 35 = 119 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 9.6.5 menyebutkan bahwa :

Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat = 210 mm

Atau  $\leq 450$  mm

Digunakan tulangan lentur  $\phi 10-330$  mm

$$As = 236 \text{ mm}^2 > As_{perlu} \dots \text{Ok}$$

#### ▪ Perhitungan Penulangan Pelat Sesudah Komposit

$$Qu = 905,2 \text{ kg/m}^2 \quad dx = 95, dy = 85$$

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{325}{310} = 1,05$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.2 didapat persamaan momen untuk asumsi perletakan jepit 4 sisi

- $Mlx = 0,001 q ( Lx )^2 X$  dengan nilai  $X = 23$
- $Mly = 0,001 q ( Lx )^2 X$  dengan nilai  $X = 21$
- $Mtx = - 0,001 q ( Lx )^2 X$  dengan nilai  $X = 55$
- $Mty = - 0,001 q ( Lx )^2 X$  dengan nilai  $X = 53$

Sehingga :

- $Mlx = 0,001 \times 905,2 \times 3,1^2 \times 23 = 200,1 \text{ kgm}$
- $Mly = 0,001 \times 905,2 \times 3,1^2 \times 21 = 182,68 \text{ kgm}$
- $Mtx = - 0,001 \times 905,2 \times 3,1^2 \times 55 = -478,44 \text{ kgm}$
- $Mty = - 0,001 \times 905,2 \times 3,1^2 \times 53 = -461,1 \text{ kgm}$

**Penulangan Arah X****Tulangan Lapangan**

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{4784400}{0,8 \times 1000 \times 95^2} = 0,66$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16.47$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,66}{420}} \right) = 0,0016\end{aligned}$$

$\rho_{perlu} = 0,0016 < \rho_{min} = 0,0033$  maka dipakai  $\rho_{min}$

Tulangan arah X sesudah komposit :

$$As_{perlu} = \rho.b.d = 0,0033 \times 1000 \times 95 = 313,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa :  
Jarak tulangan utama  $\leq 3$  x tebal pelat = 210 mm

Atau  $\leq 450$  mm

Digunakan tulangan lentur  $\phi 10-200$  mm

$As = 393 \text{ mm}^2 > As_{perlu}$  ....Ok

**Penulangan Arah Y****Tulangan Lapangan**

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{4611000}{0,8 \times 1000 \times 85^2} = 0,80$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16.47$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,80}{420}} \right) = 0,00194$$

$\rho_{perlu} = 0,00194 < \rho_{min} = 0,0033$  maka dipakai  $\rho_{min}$

Tulangan arah Y sesudah komposit :

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0033 \times 1000 \times 85 = 280,5 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 7.6.5 menyebutkan bahwa :

Jarak tulangan utama  $\leq 3 \times$  tebal pelat = 210 mm

Atau  $\leq 450$  mm

Digunakan tulangan lentur  $\phi 10-200$  mm

$$As = 393 \text{ mm}^2 > As_{perlu} \dots \text{Ok}$$

Dari perhitungan penulangan pelat diatas dapat disimpulkan tulangan yang terpasang pada pelat adalah :

**Tabel 5.1** Tulangan Terpasang pada Pelat

Tulangan Terpasang ( mm <sup>2</sup> )	Tipe Pelat	
	Pelat A (3,5 x 3,5 m)	Pelat B (3,5 x 3,5 m)
<b>Arah X</b>	$\phi 10-200$ $As = 393 \text{ mm}^2$	$\phi 10-200$ $As = 393 \text{ mm}^2$
<b>Arah Y</b>	$\phi 10-200$ $As = 393 \text{ mm}^2$	$\phi 10-200$ $As = 393 \text{ mm}^2$

### 5.1.5 Penulangan Stud Pelat Lantai

Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh

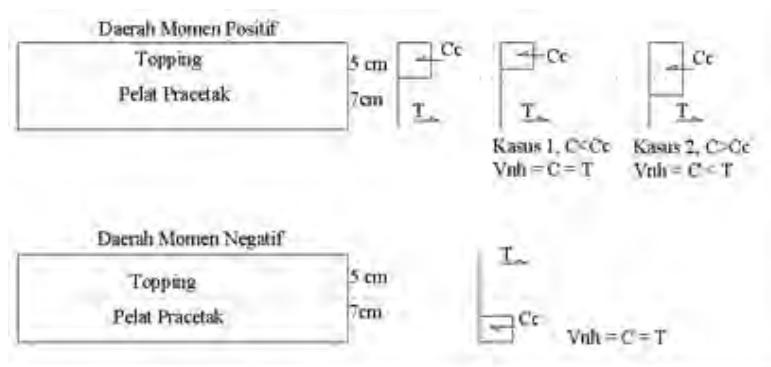
penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

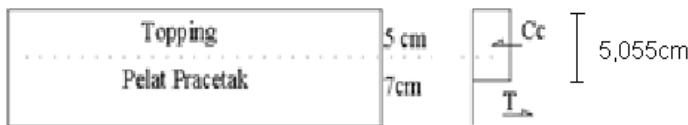
Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



**Gambar 5.4** Diagram Gaya Geser Horisontal Penampang Komposit

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= 80 \text{ cm} \\
 A_s &= 392,5 \text{ mm}^2 \\
 C &= A_s \cdot F_y \\
 &= 392,5 \times 350 \\
 &= 137.375 \text{ N} \\
 a &= \frac{C}{0,85 \times f'c \times b_{\text{eff}}} \\
 &= \frac{137375}{0,85 \times 40 \times 80} \\
 &= 50,505 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.5** Titik Jatuh Gaya Tekan Beton

Jadi jatuh pada bidang pelat pracetak, sehingga memerlukan tulangan *shear connector*.

#### ▪ Perhitungan Stud Pelat Lantai 3,5 m x 3,5 m

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 f'_c \cdot A_{\text{topping}} \\
 &= 0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 50 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \\
 &= 1275000 \text{ N} = 1275 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Dipakai stud  $\phi 10$  mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= C = T \\
 &= A_s \times f_y \\
 &= 78,54 \times 420 = 32986,8 \text{ N} = 32,986 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,6 A_c &= 0,6 \times b v \times d = 0,6 \times 1000 \times 95 = 57000 \text{ N} \\
 &= 57 \text{ KN} > V_{nh}
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 17.5.3.1 :

Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan tapi tidak dikasarkan, maka kuat geser Vnh tidak boleh diambil lebih dari 0,55 bv.d dalam Newton. Pasal 17.6 .1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.6.3 :

$$Av_{\min} = \frac{bw \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times 200}{3 \times 420} = 158,73 \text{ mm}$$

maka dipasang stud (*shear connector*)  $\phi 10-200$  mm (  $Av = 392.7 \text{ mm}^2$  ).

## 5.1.6 Kontrol Lendutan dan Retak

- **Kontrol Lendutan**

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3, dengan demikian maka tidak perlu dilakukan kontrol terhadap lendutan.

- **Kontrol Retak**

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa penampang dengan momen positip dan negatip maksimum harus dipropsorsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = fs \times \sqrt[3]{dc \cdot A} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 10.6.4})$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan.

Dimana :

$F_s$  = Tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,  $f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$ .  
 $= 0,6 \times 420 \text{ MPa} = 252 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
 dc &= \text{tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan} \\
 &= \text{decking} + \phi \text{sengkang} + \frac{1}{2}\phi \text{ tulangan} \\
 &= 20 + 0 + \frac{1}{2}.10 = 25 \text{ mm} \quad \text{untuk arah x} \\
 &= 20 + 10 + \frac{1}{2}.10 = 35 \text{ mm} \quad \text{untuk arah y}
 \end{aligned}$$

$A$  = Luas efektif beton tarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan ( dalam hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

Retak dalam arah y

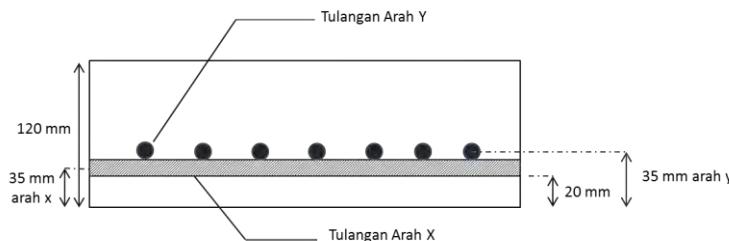
$$A = 2 \times dc \times s = 2 \times 0,025 \times 0,2 = 0,01 \text{ m}^2$$

$$Z = 252 \times \sqrt[3]{0,025 \times 0,01} = 15,87 \text{ MN/m} < 30 \text{ N/m} \quad \text{Ok}$$

Retak dalam arah x

$$A = 2 \times dc \times s = 2 \times 0,035 \times 0,20 = 0,014 \text{ m}^2$$

$$Z = 252 \times \sqrt[3]{0,035 \times 0,014} = 19,86 \text{ MN/m} < 30 \text{ N/m} \quad \text{Ok}$$



**Gambar 5.6** Penulangan Potongan Pelat

### 5.1.7 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 03-2847-2013 :

1.  $Idh > 8 \text{ db} = 8 \times 10 = 80 \text{ mm}$

(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1)

2.  $Idh > 150 \text{ mm}$

(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.1)

$$3. \quad I_{hb} = \frac{100 \times db}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{f_y}{400} = \frac{100 \times 10}{\sqrt{30}} \times 420 / 400 = 191.7 \\ \text{mm}$$

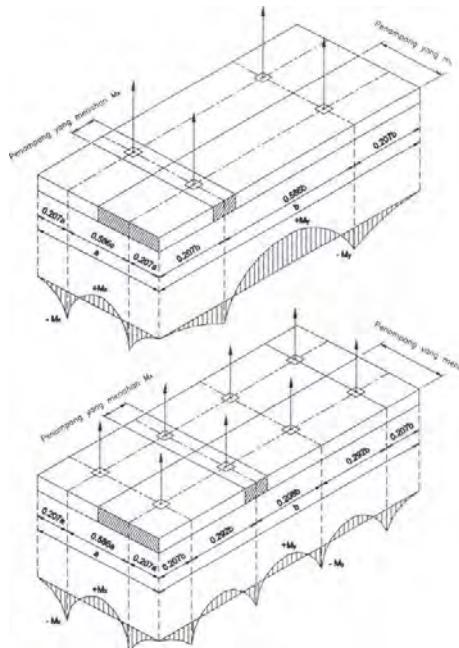
(SNI 03-2847-2013 pasal 12.5.2)

Maka dipakai panjang penyaluran 200 mm

### 5.1.8 Perhitungan Tulangan Angkat

pemasangan pelat pracetak harus mempertimbangkan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat.

#### a. Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

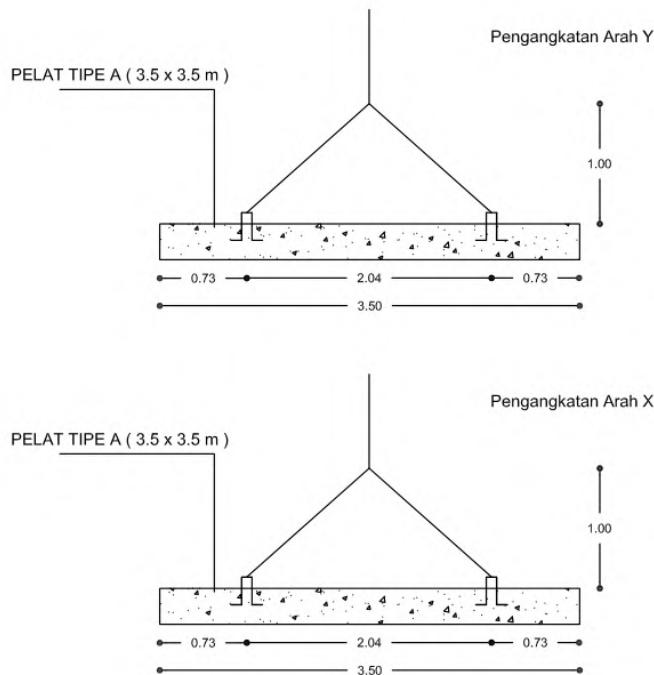


**Gambar 5.7** Titik Pengangkatan Pelat

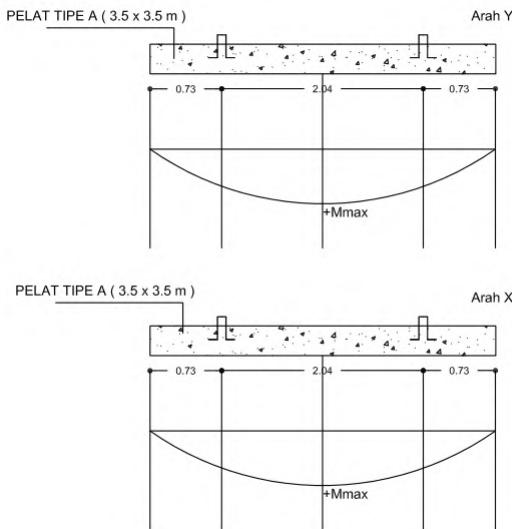
Gaya yang bekerja pada pengangkatan pelat :

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 100 cm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut ( $k = 1,2$ ) pada saat pengangkatan.
- $DL = 0,07 \times 3,5 \times 3,5 \times 2400 = 2058 \text{ kg}$

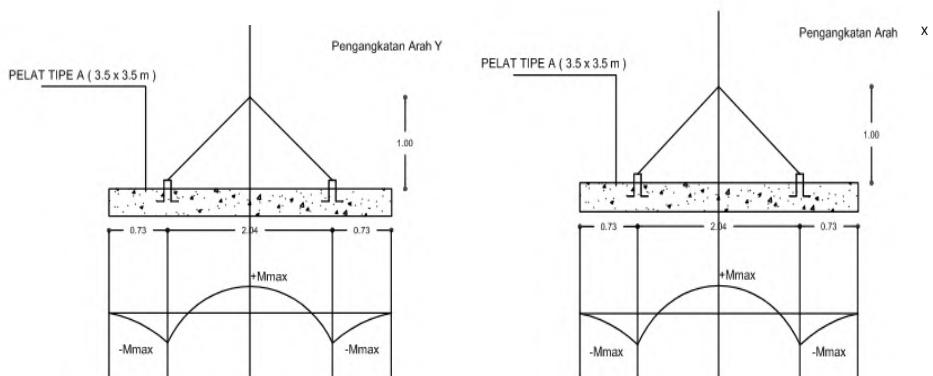
### b. Pengangkatan Pelat Tipe A



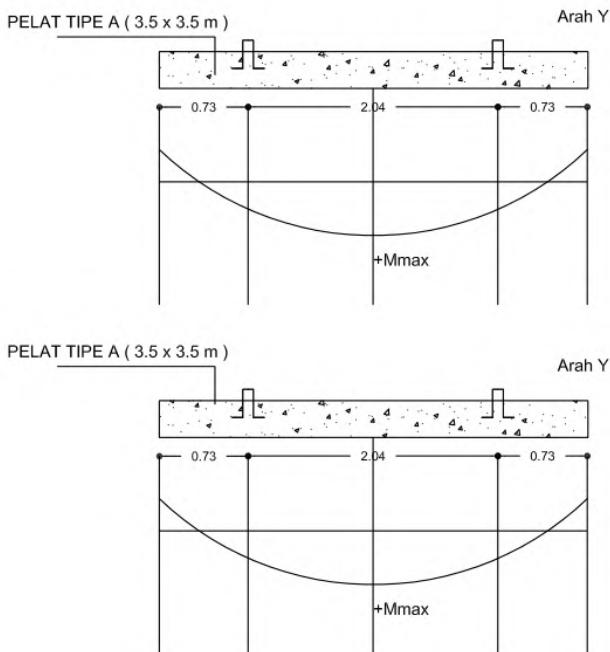
**Gambar 5.8** Titik Pengangkatan Pelat



**Gambar 5.9** Momen Sebelum Pengangkatan



**Gambar 5.10** Momen Saat Pengangkatan



**Gambar 5.11** Momen Setelah Pengangkatan

$$\text{Beban ultimate} = 1.2 \times 1.4 \times 2058 = 3457.44 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{3457.44}{4} = 864.36 \text{ kg}$$

Sesuai PPBBI pasal 2.2.2, tegangan tarik ijin baja

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{4200}{1,5} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times 864.36}{\pi \times 2800}} = 0,63\text{cm}$$

Maka digunakan tulangan  $\phi 8$  mm

### c. Kontrol Tulangan Angkat

$$f_{pelat} < f_{cr}$$

$f_{ci} = f_{cr}$  untuk beton 3 hari adalah

$$f_r = \frac{0,7 \times \sqrt{f_c'}}{SF} = \frac{0,7 \times \sqrt{30}}{1,5} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$yc = (0,5 \times 0,07) = 0,035 \text{ m}$$

Berdasarkan *PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete, Edisi ke-enam hal 5-6* momen maksimum diperhitungkan Berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y
- Arah j sama dengan arah x

$$w = (t_{pelat} \times 2400 \text{ kg/m}^3) +$$

$$w = (0,07 \times 2400) = 168 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} + Mx = - Mx &= Mx = 0,0107 \times w \times a^2 \times b \\ &= 0,0107 \times 168 \times 3,5^2 \times 3,5 \\ &= 77,1 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} + My = - My &= My = 0,0107 \times w \times a \times b^2 \\ &= 0,0107 \times 168 \times 3,5 \times 3,5^2 \\ &= 77,1 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

$$P = 864.36 \text{ kg}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{0,5 \times 2,04} = 0,98$$

$$\begin{aligned} My &= (P \times yc) / \operatorname{tg} \alpha = 864.36 \times 0,035 / 0,98 = 30,87 \text{ kgm} \\ &\quad (\text{PCI Edisi 6 hal 5-8}) \end{aligned}$$

$$M_{total} = 77,1 + 30,87 = 107,97$$

- My ditahan oleh penampang selebar  $a/2 = 350/2 = 175 \text{ cm}$

$$Z = \frac{1}{6} \times 175 \times 7^2 = 1429,167 \text{ cm}^3$$

$$ft = fb = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{107,97 \times 10^4 \text{ Nmm}}{1429,167 \times 10^3}$$

$$= 0.755 \text{ Mpa} < fr \text{ (memenuhi)}$$

- $M_x$  ditahan oleh penampang selebar  $15t = 105 \text{ cm}$  atau  $b/2 = 175 \text{ cm}$

Ambil terkecil = 105 cm

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{0.5 \times 2.04} = 0.98$$

$$M_x = (P \times y_c) / \operatorname{tg} \alpha = 864.36 \times 0,035 / 0.98 = 30.87 \text{ kgm}$$

$$M_{total} = 77.1 + 30.87 = 107.97$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 105 \times 7^2 = 857.5 \text{ cm}^3$$

$$ft = fb = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{107,97 \times 10^4 \text{ Nmm}}{857.5 \times 10^3}$$

$$= 1.26 \text{ Mpa} < fr \text{ (memenuhi)}$$

## 5.2 Perencanaan Tangga

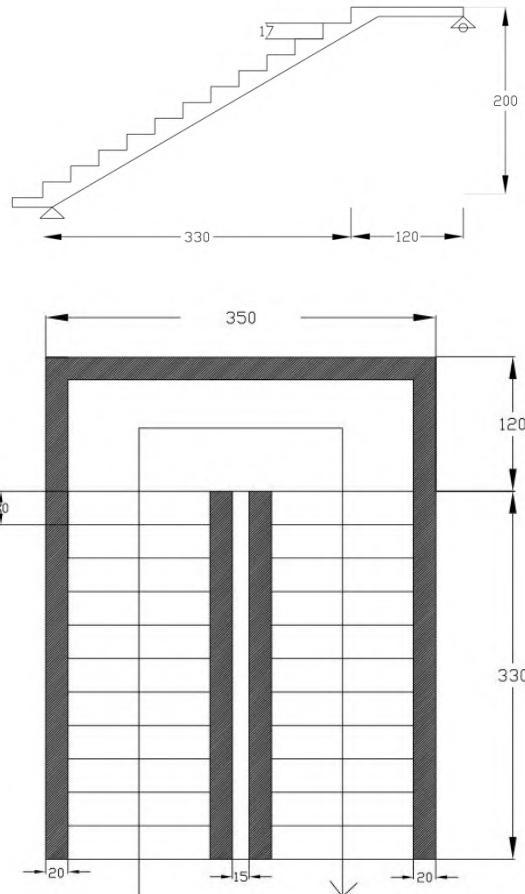
Konstruksi tangga dalam perencanaan ini dibuat dengan sistem cor setempat. tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu. Perletakan dapat diasumsikan sebagai sendi-sendi, sendi-jepit, sendi-rol, ataupun jepit-jepit. Namun, dalam perhitungan ini, perletakan tangga diasumsikan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Asumsi sendi rol karena tidak ada momen pada ujung-ujung balok yang dapat mengakibatkan penambahan momen pada kolom. Penambahan momen pada kolom dapat mengakibatkan dimensi kolom menjadi besar atau penambahan tulangan. Tangga yang direncanakan diasumsikan sebagai frame 2 dimensi karena hasil analisa gaya-gaya dalamnya telah mendekati nilai gaya gaya dalam pada tangga yang sebenarnya.

### 5.2.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

Tinggi antar lantai	= 400 cm
Tinggi bordes	= 200 cm
Panjang tangga	= 330 cm
Panjang bordes	= 120 cm
Lebar bordes	= 350 cm
Tebal bordes	= 12 cm
Lebar injakan (i)	= 30 cm
Tinggi injakan	= $60 \leq 2.t + 30 \leq 65$ = $15 \leq 2.t \leq 18$ diambil t = 17 cm
Tebal pelat trap tangga	= 12 cm
Dacking tulangan	= 2 cm
Mutu beton ( $f_c$ )	= 30 MPa = 300 kg/cm <sup>2</sup>
Mutu baja ( $f_y$ )	= 420 Mpa = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
Jumlah Tanjakan	= 200/17 = 12 buah
Jumlah injakan	= 12-1 = 11 buah

$$\begin{aligned}
 \text{Kemiringan tangga} &= 20 \leq \alpha \leq 40 \\
 &= \alpha = \arctg(200/30 \times 11) = 31,22^\circ \\
 &= \alpha = 31,22^\circ \text{ ( memenuhi persyaratan )} \\
 \text{Tebal rata-rata anak tangga} &= 17/2 \times \sin 31,22 = 4,4 \text{ cm} \\
 \text{Tebal rata rata pelat} &= 12 + 4,4 = 16,4 = 17 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.12** Denah Tangga

### 5.2.2 Pembebanan Tangga

#### Pembebanan Pelat Tangga

Beban Mati (DL)

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Pelat tangga} & = \frac{0,17}{\cos 31,22^\circ} \times 2400 & = 477,1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (2 cm)} & = 2 \times 21 & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Tegel (1 cm)} & = 1 \times 24 & = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Pegangan} & & = 50 \text{ kg/m}^2 \\
 \hline
 \text{Total (DL)} & = 593,1 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Beban Hidup (LL) :  $300 = 300 \text{ kg/m}^2$

#### Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned}
 \text{Qu}_1 &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2(593,1) + 1,6 (300) \\
 &= 1191,72 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

#### Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (DL):

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Pelat Bordes} & = 0,12 \times 2400 & = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi} & = 2 \times 21 & = 42 \text{ kg/m} \\
 \text{Tegel} & = 1 \times 24 & = 24 \text{ kg/m} \\
 \text{Pegangan} & & = 50 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{Total (DL)} & & = 404 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Beban Hidup (LL) :  $= 300 \text{ Kg/m}^2$

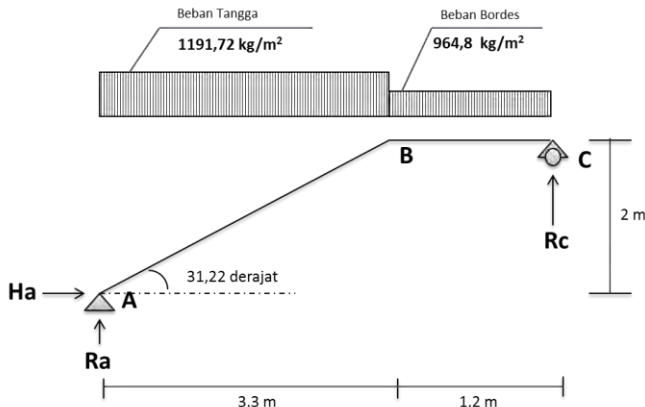
Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned}
 \text{Qu}_2 &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (404) + 1,6 (300) \\
 &= 964,8 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

### 5.2.3 Perhitungan Gaya Pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-

rol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada gambar berikut ini :



**Gambar 5.13** Pemodelan struktur tangga

- **Perhitungan reaksi pada tangga**

$$\Sigma M_c = 0$$

$$(R_a \times 4,5) - (1191,72 \times 3,3 \times (0,5 \times 3,3 + 1,2)) - (964,8 \times 1,2 \times (0,5 \times 1,2)) = 0$$

$$R_a = 11902,7826/4,5 = 2645,0628 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$(R_c \times 4,5) - (964,8 \times 1,2 \times (0,5 \times 1,2 + 3,3)) - (1191,72 \times 3,3 \times (0,5 \times 3,3)) = 0$$

$$R_c = 11004,1794/4,5 = 2445,3732 \text{ kg}$$

Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$2645,0628 + 2445,3732 - (964,8 \times 1,2) - (1191,72 \times 3,30) = 0$$

Hasil perhitungan = 0 (perhitungan OK.)

#### ▪ Perhitungan Gaya dalam pada tangga

##### Gaya Normal

$$\begin{aligned} N_A &= -R_A \times \sin 31,22^\circ \\ &= -2645,0628 \times \sin 31,22^\circ \\ &= -1371,022 \text{ kg} \\ N_B &= (-R_A + (q_1 \times 3,3)) \times \sin 31,22^\circ \\ &= (-2645,0628 + (1191,72 \times 3,3)) \times \sin 31,22^\circ \\ &= 667,384 \text{ kg} \\ N_C &= 0 \text{ kg} \end{aligned}$$

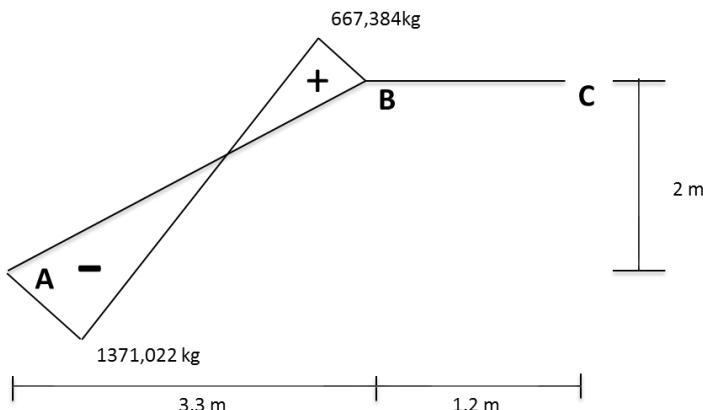
##### Gaya Lintang

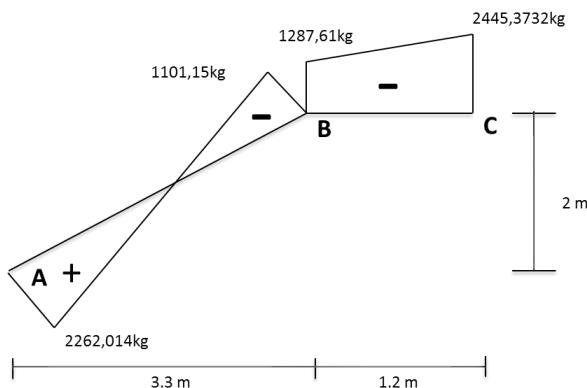
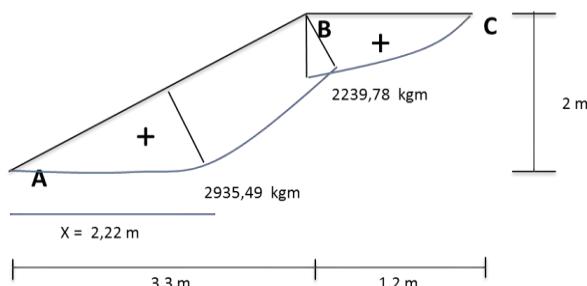
$$\begin{aligned} D_A &= R_A \times \cos 31,22^\circ \\ &= 2645,0628 \times \cos 31,22^\circ \\ &= 2262,014 \text{ kg} \\ D_{B\text{kiri}} &= (R_A - (q_1 \times 3,3)) \times \cos 31,22^\circ \\ &= (2645,0628 - (1191,72 \times 3,3)) \times \cos 31,22^\circ \\ &= -1101,15 \text{ kg} \\ D_C &= -R_C \\ &= -2445,3732 \text{ kg} \\ D_{B\text{kanan}} &= -R_C + (q_2 \times 1,2) \\ &= -2445,3732 + (964,8 \times 1,2) \\ &= -1287,61 \text{ kg} \end{aligned}$$

##### Gaya Momen

$$\begin{aligned} M_A &= 0 \text{ kgm} \\ M_C &= 0 \text{ kgm} \\ M_{B\text{kanan}} &= (R_C \times 1,2) - (q_2 \times 0,5 \times 1,2 \times 1,2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (2445,37 \times 1,2) - (964,8 \times 0,5 \times 1,2 \times 1,2) \\
 &= 2239,788 \text{ kgm} \\
 M_{\max} &= R_A \cdot x - (0,5 \cdot 1191,72 \cdot x^2) \\
 \frac{dy}{dx} &= 0 \\
 2645,1 - (1191,72 x) &= 0 \\
 X &= \frac{2645,1}{1191,72} = 2,22 \text{ m} \\
 M_{\max} &= R_A \cdot x - (0,5 \cdot 1461,12 \cdot x^2) \\
 &= 2645,1 \cdot 2,22 - (0,5 \cdot 1191,72 \cdot 2,22^2) \\
 &= 2935,49 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

**Gambar Gaya Dalam****Gambar 5.14 Gaya Normal**

**Gambar 5.15 Gaya Lintang****Gambar 5.16 Gaya Momen**

### 5.2.4 Perhitungan Penulangan Tangga dan Bordes

#### 5.2.4.1 Data Perencanaan Penulangan Tangga

##### Data Anak Tangga

- $f_c$  : 30 MPa
- $f_y$  : 420 MPa
- $\phi_{tul}$  : 16 mm
- $d_x = 120 - 20 - (16/2) = 92$  mm

- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} = 0,0304$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0304 = 0,0228$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$

### Data Data Bordes

- $f_c$  : 30 MPa
- $f_y$  : 420 MPa
- $\phi_{tul}$  : 16 mm
- $d_x = 120 - 20 - (16/2) = 92$  mm
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} = 0,0304$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0304 = 0,0228$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$

#### 5.2.4.2 Perhitungan Penulangan Pelat Tangga

- **Penulangan Pelat Tangga**

$$Mu = 2935,49 \text{ kgm} = 29354900 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{29354900}{0,8 \times 1000 \times 92^2} = 4,34$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,34 \times 16,47}{420}} \right) = 0,011$$

$P_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$ , gunakan  $\rho_{perlu}$

$$A_{S_{perlu}} = \rho b d$$

$$= 0,011 \times 1000 \times 92 = 1012 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur  $\varnothing 16-160$  ( $A_{S_{pakai}} = 1206,4 \text{ mm}^2$ )

As tulangan bagi = 20%  $A_S = 0,2 \times 1206,4 = 241,3 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan  $\varnothing 8 - 150$  ( $A_{S_{pakai}} = 351,85 \text{ mm}^2$ )

#### ▪ Penulangan Pelat Bordes

$$Mu = 2239,78 \text{ kgm} = 22397800 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{22397800}{0,8 \times 1000 \times 92^2} = 3,31$$

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,31 \times 16,47}{420}} \right) = 0,0085$$

$P_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$ , gunakan  $\rho_{perlu}$

$$A_{S_{perlu}} = \rho b d$$

$$= 0,0085 \times 1000 \times 92 = 782 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur  $\varnothing 16-160$  ( $A_{S_{pakai}} = 1206,4 \text{ mm}^2$ )

As tulangan bagi = 20%  $A_S = 0,2 \times 1206,4 = 241,3 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan  $\varnothing 8 - 150$  ( $A_{S_{pakai}} = 351,85 \text{ mm}^2$ )

#### 5.2.4.3 Penulangan Balok Bordes

Perencanaan dimensi balok bordes

$$h = \left( \frac{1}{10} - \frac{1}{16} \right) \times L = 1/12 \times 270 = 29,17 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \left( \frac{1}{2} - \frac{2}{3} \right) \times h = \frac{1}{2} \times 35 = 17,5 \approx 25 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi balok bordes 25/35.

## Pembebanan Balok Bordes

### Beban Mati

Beban sendiri pelat	$= 0,12 \times 3,5 \times 2400$	$= 1008$	kg/m
Keramik	$= 0,01 \times 3,5 \times 2400$	$= 84$	kg/m
Spesi	$= 0,02 \times 3,5 \times 2100$	$= 147$	kg/m
Berat sendiri balok	$(0,25 \times 0,35) \times 2400$	$= 210$	kg/m
		$q_d$	$= 1449$ kg/m

+

### Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}$$

### Kombinasi

$$\begin{aligned} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 1449 \text{ kg/m}) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}) \\ &= 2218,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= -1/10 \times Q_u \times l^2 \\ &= -1/10 \times 2218,8 \times 3,5^2 \\ &= 2718,03 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya geser dari balok bordes

$$\text{qu total} = 2218,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Vu total} = \frac{1}{2} \times 2718,03 \times 3,5 = 4756,5 \text{ kg}$$

### Penulangan lentur balok bordes

Diameter sengkang	$= 10 \text{ mm}$
diameter tulangan utama	$= 14 \text{ mm}$ ,
decking	$= 4 \text{ cm}$

$$d = 350 - 40 - 10 - 14/2 = 293 \text{ mm}$$

### Tulangan Tumpuan

$$M \text{ tumpuan} = 2718,03 \text{ kgm} = 27180300 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{27180300}{0,8 \times 250 \times 293^2} = 1,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1,58}{420}} \right)$$

$$= 0,0039$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , pakai  $\rho_{perlu}$

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,0039 \times 250 \times 293 = 285,675 \text{ mm}^2$$

Pasang 2D14 (As = 308 mm<sup>2</sup>)

### Tulangan Lapangan

$$M_{Lapangan} = 2718,03 \text{ kgm} = 27180300 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{27180300}{0,8 \times 250 \times 293^2} = 1,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1,58}{420}} \right)$$

$$= 0,0039$$

$\rho_{perlu} > \rho_{min}$ , pakai  $\rho_{perlu}$

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,0039 \times 250 \times 293 = 285,675 \text{ mm}^2$$

Pasang 2D14 (As = 308 mm<sup>2</sup>)

### Penulangan Geser Balok Bordes

$$V_u = 4756,5 \text{ kg} = 47565 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 250 \times 293$$

$$= 66867,79 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \times 66867,79$$

$$\phi \cdot V_c = 50150,85 \text{ N}$$

$$V_u < \phi \cdot V_c$$

$$0,5 \phi \cdot V_c = 0,5 \times 50150,85 = 25075,42 \text{ N}$$

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5(5.1) : Bila  $V_u$  kurang dari setengah kuat geser yang disumbangkan oleh beton  $\phi \cdot V_c$ , maka tidak perlu diberi tulangan geser. Karena  $0,5 \phi \cdot V_c < V_u < \phi \cdot V_c$  maka diperlukan tulangan geser minimum.

Diameter tulangan geser : 10 mm

$$A_V = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$V_{S\min} = \frac{1}{3} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times 250 \times 293 = 24416,67$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.4 ketentuan jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi  $d/2$  atau 600 mm untuk komponen struktur non prategang.

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157 \times 420 \times 293}{24416,67} = 791,3 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } s < \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146,5 \text{ mm}$$

Pasang Ø10 - 120 mm

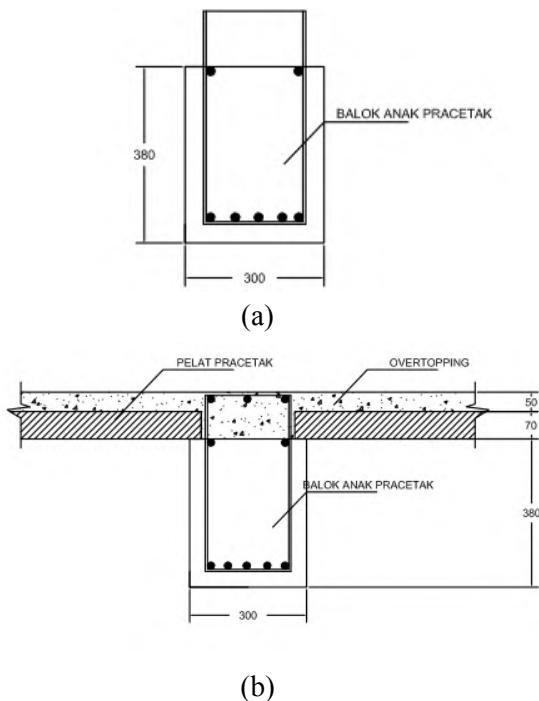
### 5.3 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Dalam perencanaan ini balok anak hanya terletak pada arah memanjang saja. Sehingga distribusi beban adalah beban trapesium. Beban beban trapesium tersebut dirubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya. Adapaun beban yang terjadi pada balok anak antara lain beban terbagi rata dari balok anak yang merupakan berat akibat pelat ditambah dengan berat sendiri balok anak.

#### 5.3.1 Data Perencanaan Balok Anak Pracetak

- Balok anak : 30 x 50 cm
- Mutu Beton ( $f_c'$ ) : 30 Mpa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 420 Mpa
- Tulangan Lentur : D 16
- Tulangan sengkang : D 8

Dalam perhitungan ini, terdapat perhitungan sebelum komposit dan perhitungan sesudah komposit. Berdasarkan kondisi tersebut maka terdapat dua dimensi balok anak yaitu dimensi sebelum komposit dan dimensi sesudah komposit. Untuk lebih jelasnya disajikan dalam gambar berikut ini :



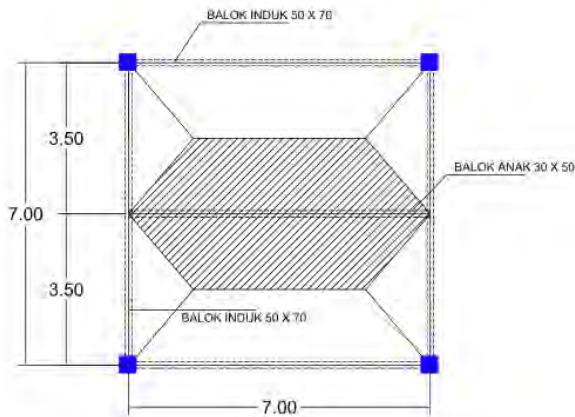
**Gambar 5.17** a) Dimensi balok anak sebelum komposit, (b) Dimensi balok anak saat pengecoran dan balok anak saat komposit

### 5.3.2 Pembebanan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak dan semua beban merata pada pelat ( termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya ). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dianggap sebagai beban segitiga pada lajur pendek dan beban trapesium pada lajur yang panjang.

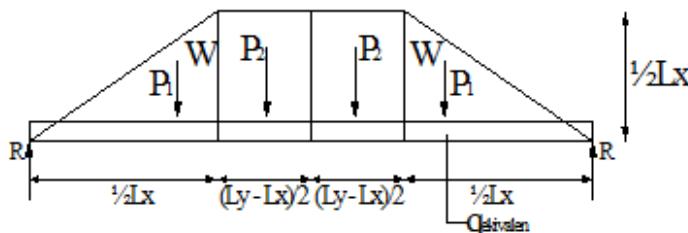
Beban beban berbentuk trapesium maupun segitiga tersebut kemudian dirubah menjadi menjadi beban merata ekivalen dengan menyamakan nomen maksimum akibat beban segitiga atau trapesium.

Beban ekivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk perhitungan analisa struktur. Untuk mempermudah pemahaman pembebanan pada balok anak berikut disajikan gambar distribusi beban yang bekerja pada balok anak.



**Gambar 5.18** Distribusi beban pada balok anak 30/50

Berdasarkan denah distribusi beban pada balok anak 30/50 diatas, beban ekivalensi adalah beban ekivalensi dua trapezium. Perumusan beban ekivalen trapezium adalah sebagai berikut :



**Gambar 5.19** Beban Ekivalen Trapesium

$$W = \frac{1}{2} q Lx$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \frac{1}{8} q Lx^2 \\
 P_2 &= \frac{1}{2} (Ly - Lx) \cdot (\frac{1}{2} q Lx) \\
 R &= P_1 + P_2 \\
 R &= [\frac{1}{2} (\frac{1}{2} Lx) \cdot W] \cdot 2 \\
 R &= \frac{1}{4} q x Lx^2 \\
 M_{max} &= (R x \frac{1}{2} Ly) - (P_1 x (\frac{1}{2} Ly - \frac{1}{3} Lx)) - (P_2 x \frac{1}{4} (Ly - Lx)) \\
 M_{max} &= (R x \frac{1}{2} Ly) - (\frac{1}{2} P_1 x Ly) - (\frac{1}{3} P_1 x Lx) - (\frac{1}{4} x P_2 x Ly) \\
 &\quad + (\frac{1}{4} x P_2 x Lx) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{2} P_1 x Ly) + (\frac{1}{2} P_2 x Ly) - (\frac{1}{2} P_1 x Ly) + (\frac{1}{3} P_1 x Lx) \\
 &\quad - (\frac{1}{4} x P_2 x Ly) + (\frac{1}{4} x P_2 x Lx) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{4} P_2 x Ly) + (\frac{1}{3} P_1 x Lx) + (\frac{1}{4} P_2 x Lx) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{16} x q x Lx x Ly^2) - (\frac{1}{16} x q x Lx^2 x Ly) + (\frac{1}{24} x q x Lx^3) \\
 &\quad + (\frac{1}{16} x q x Lx^2 x Ly) - (\frac{1}{16} x q x Lx^3) \\
 M_{max} &= (\frac{1}{16} x q x Lx x Ly^2) - (\frac{1}{24} x q x Lx^3) \\
 M_{max} &= \frac{1}{8} x q x Ly^2 ((\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} x Lx^3 / Ly^2)) \\
 Meq &= \frac{1}{8} x q_{ek} x Ly^2 \\
 M_{max} &= Meq \\
 \frac{1}{8} x q x Ly^2 ((\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} x Lx^3 / Ly^2)) &= \frac{1}{8} x q_{ek} x Ly^2 \\
 q_{ek} &= q \times \left( \left( \frac{1}{2} Lx \right) - \left( \frac{1}{6} \frac{Lx^3}{Ly^2} \right) \right) \\
 q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q \times Lx \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right)
 \end{aligned}$$

Berikut ini merupakan beban-beban yang bekerja pada balok anak (termasuk beban yang membebani pelat) :

### Sebelum Komposit

Beban Mati ( $Q_{DL}$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,30 \text{ m} \times 0,38 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 273,6 \text{ kg/m} \\
 Q \text{ mati pelat sebelum komposit} &= 168 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L \text{ (kanan-kiri)} \\
 &= 2 \times 0,5 \times 168 \times 3,1 \\
 &= 520,8 \text{ kg/m} \\
 Q_{DL} &= 1,2(273,6 + 520,8) = 953,28 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup ( $Q_{LL}$ )

$$\begin{aligned}
 Q_{LL} &= \text{Beban hidup pekerja dianggap ada 2 orang.} \\
 &= 1,6(200) = 320 \text{ kg/m} \\
 Q_U &= 953,28 + 320 = 1273,28 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

### Sesudah Komposit

Beban Mati ( $Q_{DL}$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,30 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 360 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati pelat ekivalen} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times Lx \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 421 \times 3,1 \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{3,1}{3,25} \right)^2 \right) \\
 &= 909,3 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{DL} &= \text{Berat sendiri balok} + \text{Beban mati pelat ekivalen} \\
 &= 360 \text{ kg/m} + 909,3 \text{ kg/m} \\
 &= 1269,3 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup ( $Q_{LL}$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup pelat ekivalen} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times Lx \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) \\
 &= 2 \times \frac{1}{2} \times 250 \times 3,1 \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{3,1}{3,25} \right)^2 \right)
 \end{aligned}$$

$$= 539,96 \text{ kg/m}$$

$Q_{LL}$  = Beban hidup pelat ekivalen

$$= 539,96 = 540 \text{ kg/m}$$

$$Q_u = 1,2Q_{DL} + 1,6Q_{LL}$$

$$= 1,2(1269,3) + 1,6(540) = 2387,16 \text{ kg/m}$$

### 5.3.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang memenuhi aturan yang disyaratkan dalam SNI 03 2847 2013 Pasal 8.3.3. Momen momen dan gaya lintang yang terjadi seperti yang tertera pada gambar dibawah :



**Gambar 5.20** Terminologi balok atau pelat satu arah diatas banyak tumpuan

### Momen sebelum komposit

$$\begin{aligned} M_{tump} &= \left( \frac{1}{16} \times q \times L^2 \right) \\ &= \left( \frac{1}{16} \times 1273,28 \times 7^2 \right) && = 3899,42 \text{ kgm} \\ M_{Lapangan} &= \left( \frac{1}{10} \times q \times L^2 \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \left( \frac{1}{10} \times 1273,28 \times 7^2 \right) & = 6237,7 \text{ kgm} \\
 &= \frac{1}{2} \times [(1273,28 \times 7)] & = 4456,48 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

### Momen Setelah komposit

$$\begin{aligned}
 M_{\text{tump}} &= \left( \frac{1}{16} \times q \times L^2 \right) \\
 &= \left( \frac{1}{16} \times 2387,16 \times 7^2 \right) & = 7310,67 \text{ kgm} \\
 M_{\text{Lapangan}} &= \left( \frac{1}{10} \times q \times L^2 \right) \\
 &= \left( \frac{1}{10} \times 2387,16 \times 7^2 \right) & = 11697,1 \text{ kgm} \\
 V &= \frac{1}{2} \times [(2387,16 \times 7)] & = 8355,1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

### 5.3.4 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

#### a. Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

Dimensi balok anak	= 30/50
Tebal selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 16 mm
Diameter tulangan sengkang	= 8 mm
Mutu Beton ( $f_c'$ )	= 30 Mpa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 420 Mpa

$$\text{Tinggi efektif} = 380 - 40 - 8 - \frac{1}{2} (16) = 324 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 x f_c' x \beta_1}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 x 30 x 0,85}{420} x \frac{600}{600 + 420} = 0,0304$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,0304 x 0,75 = 0,0228$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/420 = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,00326$$

$\rho_{min}$  Dipilih yang terbesar yaitu 0,0033

### Tulangan Lapangan

$$M_{lapangan} = 6237,7 \text{ kgm} = 62377000 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{62377000}{0,8 x 300 x 324^2} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f_c'} = \frac{420}{0,85 x 30} = 16,47$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m x Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 16,47 x 2,47}{420}} \right) = 0,0062$$

$\rho_{perlu} = 0,0062 > \rho_{min} = 0,0033$  maka dipakai  $\rho_{perlu}$

$$As_{perlu} = \rho.b.d = 0,0062 x 300 x 324 = 602,64 \text{ mm}^2$$

Digunakan 4 D 16 mm = 804,3 mm<sup>2</sup>

$$As = 804,3 \text{ mm}^2 > As_{perlu}$$

$$As' = 0,5 x AS_{perlu} = 0,5 x 602,64 = 301,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 2 D 16 mm ( As = 402,12 mm<sup>2</sup> )

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{ada}}{b \times d_{ada}} = \frac{804,3}{300 \times 324} = 0,0083 > \rho_{perlu}$$

$$a = \frac{As_{ada} \times f_y}{0,85 b f_c'} = \frac{804,3 \times 420}{0,85 \times 300 \times 30} = 44,16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \partial \times As \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 804,3 \times 420 \left( 324 - \frac{44,16}{2} \right) = 81592310,02 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Mu > M<sub>lapangan</sub> ..... Ok

### b. Perhitungan Tulangan Sesudah Komposit

Dimensi balok anak	= 30/50
Tebal selimut beton	= 40 mm
Diameter tulangan utama	= 16 mm
Diameter tulangan sengkang	= 8 mm
Mutu Beton (f <sub>c'</sub> )	= 30 Mpa
Mutu baja (f <sub>y</sub> )	= 420 Mpa

Tinggi efektif = 500 - 40 - 8 - ½ (16) = 444 mm

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} = 0,0304 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,0304 \times 0,75 = 0,0228$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/420 = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,00326$$

$\rho_{\min}$  Dipilih yang terbesar yaitu 0,0033

### Tulangan Lapangan

$$M_{\text{lapangan}} = 11697,1 \text{ kgm} = 116971000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{116971000}{0,8 \times 300 \times 444^2} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,47}{420}} \right) = 0,0062 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0062 > \rho_{\min} = 0,0033 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0062 \times 300 \times 444 = 825,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan 5 D 16 mm} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1005,31 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$$

$$A_s' = 0,5 \times A_s \text{ perlu} = 0,5 \times 825,84 = 412,92 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan tekan 3 D 16 mm ( } A_s = 603,2 \text{ mm}^2 \text{ )}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_s_{\text{ada}}}{b \times d_{\text{ada}}} = \frac{1005,31}{300 \times 444} = 0,0076 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{A_s_{\text{ada}} \times f_y}{0,85 b f_c'} = \frac{1005,31 \times 420}{0,85 \times 300 \times 30} = 56,19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \partial x As x f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 x 1005,31 x 420 \left( 444 - \frac{56,19}{2} \right) = 140486121,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$\text{Mu} > \text{M}_{\text{lapangan}}$  ..... Ok

### Tulangan Tumpuan

$$M_{\text{TUMPUAN}} = 7310,67 \text{ kgm} = 73106700 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{73106700}{0,8 x 300 x 444^2} = 1,55 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f_c'} = \frac{420}{0,85 x 30} = 16,47$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m x Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 16,47 x 1,55}{420}} \right) = 0,0038 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0038 > \rho_{\text{min}} = 0,0033 \text{ maka dipakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0038 x 300 x 444 = 506,16 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan 4 D 16 mm} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

$$As = 1005,31 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}}$$

$$As' = 0,5 x AS_{\text{perlu}} = 0,5 x 506,16 = 253,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan tekan 2 D 16 mm ( As = } 402,12 \text{ mm}^2 \text{ )}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{As_{\text{ada}}}{b x d_{\text{ada}}} = \frac{1005,31}{300 x 444} = 0,0076 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$a = \frac{As_{ada} \times f_y}{0,85 b' f_c} = \frac{1005,31 \times 420}{0,85 \times 300 \times 30} = 56,19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \partial \times As \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 1005,31 \times 420 \left( 444 - \frac{56,19}{2} \right) = 140486121,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Mu > M<sub>lapangan</sub> ..... Ok

### 5.3.5 Perhitungan Tulangan Geser

#### a. Perhitungan Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$Vu = 4456,48 \text{ kg} = 44565 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} x \sqrt{fc'} x bw x d \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 300 x 324 = 88731,1 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 88731,1 = 53238,63 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \phi V_c = \frac{1}{2} \times \phi \times 88731,1 = 26619,32 \text{ N}$$

Karna  $\phi V_c > Vu > \frac{1}{2} \times \phi V_c$  maka dibutuhkan tulangan geser minimum.

Dipakai tulangan diameter 8 mm

$$Vs \min = 1/3 \times b_w \times d = 1/3 \times 300 \times 324 = 32400$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_s \phi 8 = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times 78,5 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.4 ketentuan jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi d/2 atau 600 mm untuk komponen struktur non prategang.

Perhitungan jarak sengkang

Dimana :

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{100,53 \times 420 \times 324}{32400} = 422,23 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 0,5 \times d = 0,5 \times 324 = 162 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 600 \text{ mm}$$

maka dipasang sengkang Ø8 - 150 mm

### b. Perhitungan Tulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = 8355,1 \text{ kg} = 83551 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f'_c} x b_w x d \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{30} x 300 x 444 = 121594,41 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 121594,41 = 72956,65 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} x \phi V_c = \frac{1}{2} x \phi \times 121594,41 = 36478,32 \text{ N}$$

Karna  $\phi V_c < V_u > \frac{1}{2} x \phi V_c$  maka dibutuhkan tulangan geser

Dipakai tulangan diameter 8 mm

$$V_s \min = 1/3 x b_w x d = 1/3 x 300 x 444 = 44400$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_s \phi 8 = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times 78,5 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.4 ketentuan jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi  $d/2$  atau 600 mm untuk komponen struktur non prategang.

Perhitungan jarak sengkang

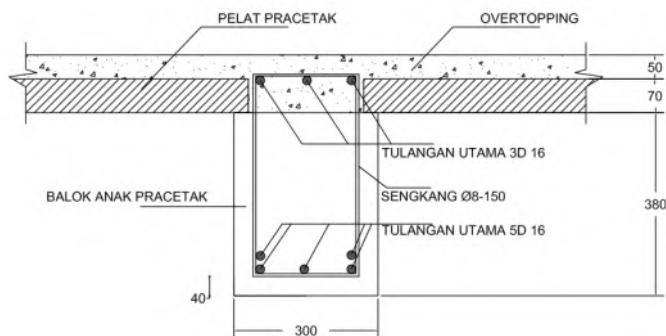
Dimana :

$$S_{\text{maks}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{100,53 \times 420 \times 444}{44400} = 422,23 \text{ mm}$$

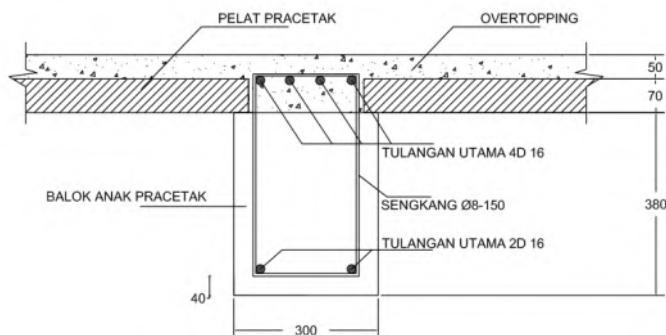
$$S_{\text{maks}} \leq 0,5 \times d = 0,5 \times 324 = 162 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} \leq 600 \text{ mm}$$

maka dipasang sengkang Ø8 - 150 mm



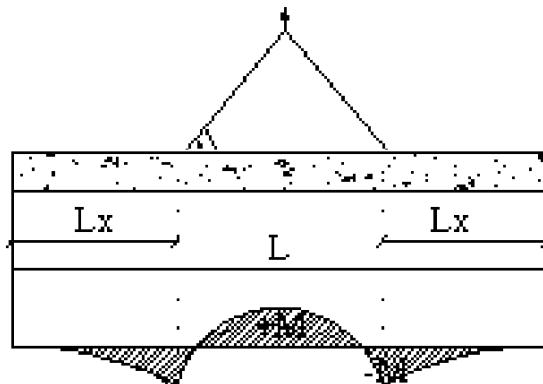
**Gambar 5.21** Tulangan Lapangan Balok Anak



**Gambar 5.22** Tulangan Tumpuan Balok Anak

### 5.3.6 Pengangkatan Elemen Balok Anak

Balok anak dibuat secara pracetak dipabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 5.23** Momen Saat Pengangkatan Balok

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)$$

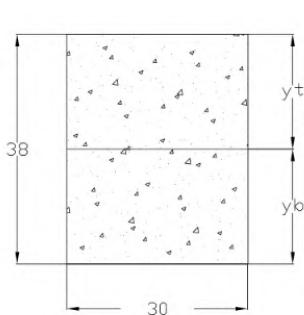
$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times \operatorname{tg} \theta} \right)} \right)}$$

Kondisi sebelum komposit :

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ h &= 50 \text{ cm} \\ L &= 7 \text{ meter} \end{aligned}$$

Perhitungan :



$$Y_t = Y_b = \frac{(50 - 12)}{2} = 19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 38^3 = 137180 \text{ cm}^4$$

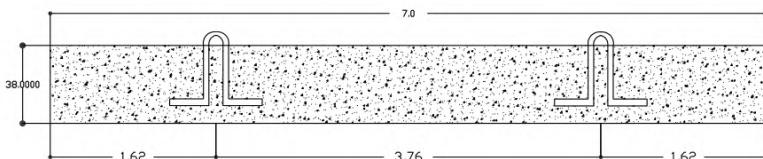
$$Y_c = Y_t + 5 = 24 \text{ cm}$$

$$Y_c = 24 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 24}{700 \times \tan 45^\circ}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{19}{19} \left( 1 + \frac{4 \times 24}{700 \times \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0,231$$

$$X \times L = 0,231 \times 700 = 161,64 \text{ cm} = 1,62 \text{ m}$$

$$L - 2(XL) = 7 - 2(1,62) = 3,76 \text{ m}$$



**Gambar 5.24 Letak Titik Pengangkatan  
Data data profil baja**

Panjang Tekuk = 388,8 cm

Mutu Baja BJ 36

Profil WF 100 x 100 x 6 x 8 dengan data -data :

$$\begin{array}{ll} A = 21,9 \text{ cm}^2 & i_s = 4,18 \text{ cm} \\ i_y = 2,47 \text{ cm} & w = 17,2 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Pembebanan**

$$\begin{array}{rcl} \text{Balok } (0,30 \times 0,38 \times 7,00 \times 2400) & = 1915,2 \text{ kg} \\ \text{Balok Profil } = 17,2 \times 7 & = 120,4 \text{ kg} \\ \hline & & 2035,6 \text{ kg} \end{array}$$

$$T \sin \theta = P = \frac{1,2 \times k \times Wt}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 2035,6}{2} = 1465,63 \text{ kg}$$

$$T = \frac{1465,63}{\sin 45} = 2072,72 \text{ kg}$$

### **Tulangan Angkat Balok Melintang**

$P_u = 2072,72 \text{ kg}$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 420 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4200/1,5 = 2800 \text{ kg/m}^2$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{2072,72}{2800 \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,49 \text{ cm}$$

Maka Digunakan Tulangan  $\varnothing 10 \text{ mm}$

### **Momen Yang Terjadi**

#### **▪ Pembebanan**

$$\text{Balok } (0,30 \times 0,38 \times 2400) = 273,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Balok profil } 17,2 = 17,2 \text{ kg/m} +$$

290,8 kg/m

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut ini :

- **Momen Lapangan**

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$+ M = \left( \frac{290,8 \times 7^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,231 + \frac{4 \times 0,24}{7 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2$$

$$= 455,57 \text{ kgm}$$

- **Tegangan yang terjadi**

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{455,57 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 380^2}$$

$$= 0,63 \text{ Mpa} \leq f' r = 0,7 \sqrt{f c'} = 3,83 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

- **Momen Tumpuan**

$$- M = \frac{WX^2 L^2}{2}$$

$$- M = \left( \frac{290,8 \times 0,231^2 \times 7^2}{2} \right) \times 1,2 = 456,21 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{456,21 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 300 \times 380^2}$$

$$= 0,63 \text{ MPa} \leq f'r = 0,7 \sqrt{f'_c} = 3,83 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Berdasarkan perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'_{r_{ijin}}$  usia beton 3 hari. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

### 5.3.7 Kontrol Lendutan dan Retak

#### a. Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} x Lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$ .

#### b. Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s x \sqrt{d_c x A} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan  
 $f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,  $f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ Mpa} = 252 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 40 + 8 + \frac{1}{2}(16) = 56 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan ( pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

### Untuk Daerah Tumpuan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,30}{3} = 0,0122 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,0122} \\ = 6.547 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

### Untuk Daerah Lapangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,30}{5} = 0,00672 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,00672} \\ = 4.88 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

## 5.4 Perancangan Balok Lift

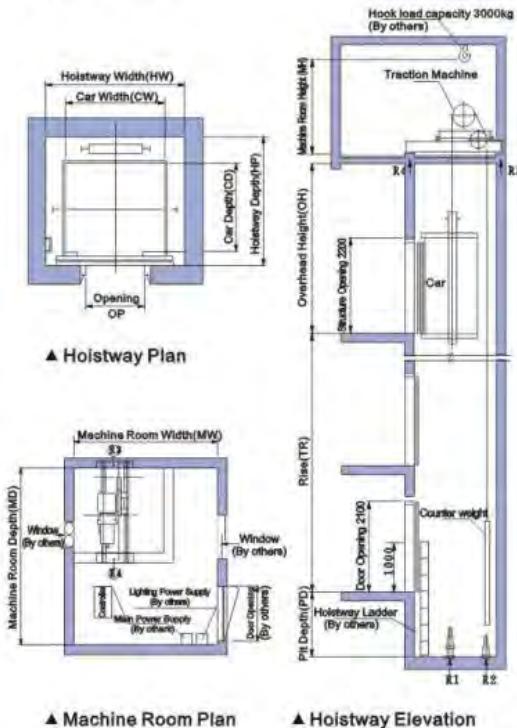
### 5.4.1. Data Perencanaan

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Dalam hal ini direncanakan balok penumpu depan dan balok penumpu belakang. Lift yang digunakan pada perancangan bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd. dengan data – data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	:	C300 Passenger Elevator
Kapasitas	:	1000 Kg
Kecepatan	:	1.75 m/detik
Motor	:	18.5 KW
Lebar pintu ( opening width )	:	800 mm
Dimensi sangkar ( car size )		
- Car Wide (CW)	:	1600 mm
- Car Depth (CD)	:	1400 mm
- Opening	:	900 mm
Dimensi ruang luncur ( Hoistway )		
-Hoistway width (HW)	:	2100 mm
-Hoistway Depth (HD)	:	2000 mm
Beban reaksi ruang mesin		
$R_1$	:	5800 kg
$R_2$	:	4600 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam gambar 5.18 :

### Wide Car

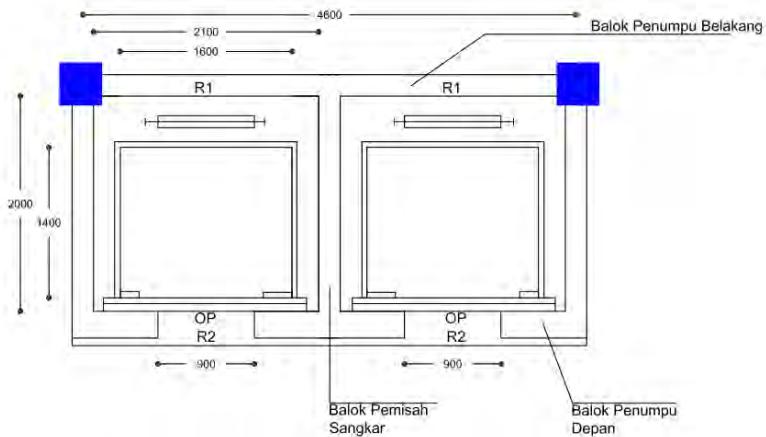


C300 Passenger Elevator Technical Specification(For wide car)

Type	Capacity kg	Speed m/s	Motor kW	Car size			Hoistway size mm			Maxstop n	Max.itch n	Reaction force kN			
				CW	CD	OP	HW	HD	PD			R1	R2	R3	R4
P0630W10S-CO	630	1.00	7.5					1300	4400	14	40				
P0630W15S-CO		1.50	11	1400	1100	800	1850	1700	1400	4500	20	60	74	60	46
P0630W17S-CO		1.75	15					1500	4600	24	75				
P0800W10S-CO		1.00	11					1300	4400	14	40				
P0800W15S-CO		1.50	15	1400	1350	800	1850	1950	1400	4500	20	60	82	66	52
P0800W17S-CO		1.75	15					1500	4600	24	75				
P1000W10S-CO		1.00	11					1300	4400	14	40				
P1000W15S-CO		1.50	18.5	1600	1400	900	2100	2000	1400	4500	20	60	101	81	58
P1000W17S-CO		1.75	18.5					1500	4600	24	75				

Notice: Above dimension is only for conference, if you need trim size, Please contact us.

**Gambar 5.25 Spesifikasi C300 Passenger Elevator**  
Sumber : (Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd)



**Gambar 5.26** Denah Lift

### Perencanaan Dimensi Balok Lift

- **Balok Penumpu Depan**

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 460 = 28.75 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 40 = 26.7 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 30/40 cm

- **Balok Penumpu Belakang**

Balok Penumpu belakang disamakan dengan balok induk memanjang

Dirancang dimensi balok 50/70 cm

- **Balok Penggantung Lift**

Panjang balok penggantung lift = 200 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{200}{16} = 12,5 \text{ cm, ambil dimensi } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}40 = 26,67 \text{ cm, ambil dimensi } b = 30 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 30/40 cm

#### **5.4.2. Pembebanan Lift**

##### 1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengakapan, dan akibat bandul pemberat + perlengakapan.

##### 2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1+k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur

rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \cdot \Psi &= (5800 + 4600) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ &&= 10400 \cdot 1,78 \\ &&= 18512 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 5.4.3. Balok Penggantung Lift 30/40

#### a. Pembebanan

Beban Mati Lantai:

$$\begin{array}{lcl} \text{Berat Pelat} & = 0,12 \times 2400 & = 288 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Aspal } (t=2 \text{ cm}) & = 0,02 \times 1400 & = 28 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Spesi } (t=2 \text{ cm}) & = 0,02 \times 2100 & = 42 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Ducting + Plumbing} & & = \underline{\underline{30 \text{ Kg/m}^2}} + \\ & & = 388 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} Q = 388 \times 2 \text{ m} & & = 776 \text{ kg/m} \\ \text{Akibat Balok} & = 0,30 \times 0,40 \times 2400 & = \underline{\underline{288 \text{ Kg/m}}} + \\ & & \text{Qd} \\ & & = 1064 \text{ Kg/m} \end{array}$$

Beban Hidup ( $q_l$ ) :

$$Q1 = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1064 + 1,6 \times 250 \\ &= 1676,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift  $P = 18512 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 1676.8 \times 2,00 + \frac{1}{2} \cdot 18512 \\
 &= 10932.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\
 &= \frac{1}{8} \times 1676.8 \times 2,00^2 + \frac{1}{4} \times 18512 \times 2,00 \\
 &= 10094.4 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Data Perencanaan :

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter } (D_{16}) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang Diameter } (\emptyset_8) = 8 \text{ mm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h' + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset_{\text{tul. utama}} \\
 &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 = 56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d = 400 - 56 = 344 \text{ mm}$$

$$\beta_l = 0,85 - (8/1000) \times (f'_c - 30) \geq 0,65$$

$$\beta_l = 0,85 - 0,008 (30-30) = 0,85$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' x \beta_1}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} x \frac{600}{600 + 420} = 0,0304$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 8.4.3)

$$\rho_{maks} = 0,75 \quad \rho_b = 0,75 \times 0,0304 = 0,0228$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.3)

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/420 = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,00326$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.5.1)

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 16.47$$

## b. Perhitungan Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{100944000}{0,8 \times 300 \times 344^2} = 3.55$$

$$\rho = \frac{1}{16.47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.55 \times 16.47}{420}} \right) = 0,00914$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$ , pakai  $\rho_{perlu}$

$$\rho_{pakai} = 0,00914$$

$$As_{pakai} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,00914 \times 300 \times 344 \\ = 943,3 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan **5 D 16 ( 1005.3 mm<sup>2</sup> )**

Spasi bersih antar tulangan

$$S = \frac{bw - 2\phi_{sengkang} - 2.decking - n.\phi_{tul.utama}}{n-1} \geq 25mm \\ = \frac{300 - (2).(8) - (2).(40) - (2).(16)}{5-1} = 43mm \geq 25mm$$

### c. Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 109328 \text{ N} \\ V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 344 \\ &= 94208,280 \text{ N} \\ \phi V_c &= 0,6 \cdot 94208,280 \\ &= 56524,968 \text{ N} \\ \phi V_{s \min} &= 0,6 \cdot 1/3 \cdot 300 \cdot 344 \\ &= 20640 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c + \phi V_{s \min} &= 77164,968 \text{ N} \\ \phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) &= 0,6(94208,280 + \frac{1}{3}\sqrt{30} \cdot 300 \cdot 344) \\ \phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) &= 169574,9 \end{aligned}$$

Penulangan geser masuk persyaratan Rumus 5.6, yaitu  $\phi$

$$(V_c + V_{s \min}) < V_u \leq \phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) \quad (5.6)$$

perlu tulangan geser  
 $\phi V_s$  perlu =  $V_u - \phi V_c$

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s \text{ perlu} = 107341 - 56524,968 = 50816,032 \text{ N}$$

$$V_s \text{ perlu} = 50816.032 / 0.6 = 84693.4 \text{ N}$$

Syarat  $s_{\max} < d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$  dan  $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Pasang  $\phi 8 - 160 \text{ mm} \rightarrow 172 \text{ mm}$

Kontrol  $V_s$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{100,53 \cdot 420,344}{160} = 86455,8 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 5 D 16
- Tulangan geser :  $\phi 8 - 160$

#### d. Kontrol Lendutan dan Retak

##### • Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lendut harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$ .

- Kontrol Retak**

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dipropsorsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} \text{ SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,  $f_s$  dapat diambil 0,6  $f_y$

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ Mpa} = 252 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 40 + 8 + \frac{1}{2} (16) = 56 \text{ mm}$$

$A$  = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan ( pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

### Untuk Daerah Lapangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,30}{5} = 0,00672 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,00672} \\ = 4,88 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

#### 5.4.4. Balok Penumpu Depan Lift 30/40

##### a. Pembebanan

Beban Mati Lantai:

$$\begin{array}{lll} \text{Berat Pelat} & = 0,12 \times 2400 & = 288 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Aspal (t=2 cm)} & = 0,02 \times 1400 & = 28 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Spesi ( t=2 cm)} = 0.02 \times 2100 & = 42 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Ducting + Plumbing} & \underline{\underline{= 30 \text{ Kg/m}^2}} & + \\ & = 388 \text{ Kg/m}^2 \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} Q = 388 \times 4.6 \text{ m} & = 1784.8 \text{ kg/m} \\ \text{Akibat Balok} = 0.30 \times 0.40 \times 2400 & \underline{\underline{= 288 \text{ Kg/m}}} & + \\ \text{Qd} & = 2072.8 \text{ Kg/m} \end{array}$$

Beban Hidup (  $q_l$  ) :

$$Q_1 = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{array}{l} q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ = 1,2 \times 2072.8 + 1,6 \times 250 \\ = 2887.36 \text{ kg/m} \end{array}$$

Beban terpusat lift P =

$$\begin{array}{l} P = \Sigma R \cdot \Psi = (4600) \cdot (1 + 0,6,1,3,1) \\ = 4600 \cdot 1,78 \\ = 8188 \text{ kg} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ = \frac{1}{2} \cdot 2887.36 \times 4.6 + \frac{1}{2} \cdot 8188 \\ = 10734.1 \text{ kg} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\ = \frac{1}{8} \times 2887.36 \times 4.60^2 + \frac{1}{4} \times 8188 \times 4.60 \\ = 17053.3 \text{ kgm} \end{array}$$

Data Perencanaan :

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

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter (D}_{16}\text{)} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang Diameter (O}_8\text{)} = 8 \text{ mm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d' = h' + O_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot O_{\text{tul. utama}}$$

$$= 40 + 8 + 0,5 \times 16 = 56 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 56 = 344 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (8/1000) \times (f_c' - 30) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (30-30) = 0,85$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} = 0,0304$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 8.4.3)

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \quad \rho_b = 0,75 \times 0,0304 = 0,0228$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.3)

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/420 = 0,0033$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,00326$$

(SNI 03-2847-2013 Pasal 10.5.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 16.47$$

### b. Perhitungan Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{170533000}{0,8 \times 300 \times 344^2} = 6.00$$

$$\rho = \frac{1}{16.47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6.00 \times 16.47}{420}} \right) = 0.0165$$

$\rho_{\min} < \rho_{perlu} < \rho_{\max}$ , pakai  $\rho_{perlu}$

$$\rho_{paka} = 0,0165$$

$$\begin{aligned} As_{paka} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0165 \times 300 \times 344 \\ &= 1706.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **8 D 16 ( 1608.5 mm<sup>2</sup> )**

Spasi bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2\phi_{sengkang} - 2.decking - n.\phi_{tul.utama}}{n-1} \geq 25mm \\ &= \frac{300 - (2).(8) - (2).(40) - (2).(16)}{4-1} = 57.33mm \geq 25mm \end{aligned}$$

### c. Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 107341 \text{ N} \\ V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 344 \\ &= 94208,280 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 94208,280$$

$$= 56524,968 \text{ N}$$

$$\phi V_{s \min} = 0,6 \cdot 1/3 \cdot 300 \cdot 344$$

$$= 20640 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \ min} = 77164,968 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) = 0,6(94208,280 + \frac{1}{3}\sqrt{30} \cdot 300 \cdot 344)$$

$$\phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d) = 169574,9$$

Penulangan geser masuk persyaratan Rumus 5.6, yaitu  $\phi$

$$(V_c + V_{s \ min}) < V_u \leq \phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$$

perlu tulangan geser

(5.6)

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c = 107341 - 56524,968 = 50816,032 \text{ N}$$

$$V_s \text{ perlu} = 50816,032 / 0,6 = 84693,4 \text{ N}$$

Syarat  $s_{\max} < d/2 = 344/2 = 172 \text{ mm}$  dan  $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Pasang  $\phi 8 - 160 \text{ mm} \rightarrow 172 \text{ mm}$

Kontrol  $V_s$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{100,53 \cdot 420 \cdot 344}{160} = 86455,8 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 5 D 16
- Tulangan geser :  $\phi 8 - 160$

## d. Kontrol Lendutan dan Retak

### • Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2002 tabel 8, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} x Lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$ .

### • Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s x \sqrt{d_c x A} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,  $f_s$  dapat diambil 0,6  $f_y$

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ Mpa} = 252 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 40 + 8 + \frac{1}{2}(16) = 56 \text{ mm}$$

$A$  = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan ( pada hal ini diambil selebar 1

m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

**Untuk Daerah Lapangan**

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,056 \times 0,30}{8} = 0,0042 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,0042} \\ = 3,87 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m ..... Ok}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB VI**

### **PERENCANAAN PEMBEBANAN GEMPA**

#### **6.1 Perencanaan Pembebatan Gempa**

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Dalam hal ini beban gempa rencana di kontrol sesuai peraturan gempa yaitu SNI 1726-2012 Dimana kontrol-kontrol tersebut terdiri dari kontrol nilai gaya geser dasar (*base shear*), waktu getar alami fundamental (T), dan simpangan (*drift*).

#### **6.2 Data-Data Perencanaan**

Data-data perencanaan gedung apartemen Skyloft SOHO Ciputra World Surabaya adalah sebagai berikut :

Mutu Beton (fc')	= 30 Mpa
Mutu baja Tulangan (Fy)	= 420 Mpa
Mutu Tulangan Sengkang	= 420 Mpa
Fungsi Bangunan	= Gedung Apartemen
Tinggi Bangunan	= 48 meter
Jumlah Tingkat	= 12 tingkat
Tinggi tiap tingkat	= 4 meter
Dimensi Balok Induk	= 50/70
Dimensi Kolom	= 80 x 80
Dimensi Balok Anak	= 30/50
Kelas Situs	= SE (Tanah Sedang )
R	= 5

#### **6.3 Perhitungan Berat Struktur**

Data perencanaan struktur seperti data luas lantai, tinggi struktur, panjang balok induk, dan balok anak merupakan data data yang diperlukan dalam perhitungan berat struktur. Setelah perhitungan berat struktur diketahui dapat di lakukan analisa terhadap beban gempa. Berikut data data beserta perhitungan berat struktur. :

**Tabel 6.a** Data tinggi, luas dan jumlah kolom struktur

LANTAI	TINGGI TIAP	LUAS TIAP	JUMLAH
	LANTAI (m)	LANTAI (m2)	KOLOM (Buah)
LANTAI 1-3	4	1102.5	44
LANTAI 4-6	4	1102.5	44
LANTAI 7-9	4	1102.5	44
LANTAI 10-12	4	1102.5	44

**Tabel 6.b** Data Panjang Balok Induk dan Anak

LANTAI	PANJANG BALOK INDUK	PANJANG BALOK ANAK
	TIAP LANTAI (m)	TIAP LANTAI (m)
LANTAI 1-3	490	98
LANTAI 4-6	490	98
LANTAI 7-9	490	98
LANTAI 10-12	490	98

Dari data data diatas maka dapat dilakukan perhitungan berat per lantai struktur Gedung Apartement Skyloft SOHO Ciputra World Surabaya, yang dirangkum dalam tabel tabel berikut ini :

**Tabel 6.c Berat tiap lantai 1-11**

<b>BERAT TIAP LANTAI 1-11</b>		
<b>BEBAN MATI</b>		
<b>Berat Komponen</b>		<b>Total ( Kg )</b>
Pelat Lantai	1102.5 x 0.12 x 2400	317520
Penggantung	1102.5 x 7	7717.5
Plafon	1102.5 x 11	12127.5
Balok Induk	0.5 x 0.7 x 2400 x 490	411600
Balok Anak	0.3 x 0.5 x 2400 x 98	35280
Balok Lift	0.3 x 0.5 x 2400 x 28	10080
Spesi ( 2 cm )	1102.5 x 0.02 x 2100	46305
Tegel ( 1 cm )	1102.5 x 0.01 x 2400	26460
Plumbing	1102.5 x 10	11025
Ducting	1102.5 x 20	22050
Dinding (1/2 Bata)	1484 x 250 x 0.15	55650
Kolom	0.8 x 0.8 x 2400 x 4 x 48	294912
Sh Wall X	7 x 0.45 x 4 x 2400 x 4	120960
Sh Wall y	3.5 x 0.45 x 4 x 2400 x 4	60480
Pelat Tangga	0.17 x 3.3 x 4 x 2400 x 2	10771.2
Pelat Bordes	0.12 x 1.2 x 3.5 x 2400 x 2	2419.2
Balok Bordes	0.25 x 0.35 x 3.5 x 2400 x 2	1470
Total Beban Mati		<b>1446827.4</b>
<b>BEBAN HIDUP</b>		
<b>Berat Komponen</b>		<b>Total ( Kg )</b>
Beban Hidup Lantai	1102.5 x 250 x 0.8	<b>220500</b>
Total Beban Lantai 1- 11		
<b>Total Beban</b>		
<b>Mati + Hidup</b>	1446827.4 + 220500	<b>1667327.4</b>

**Tabel 6.d** Berat lantai 12

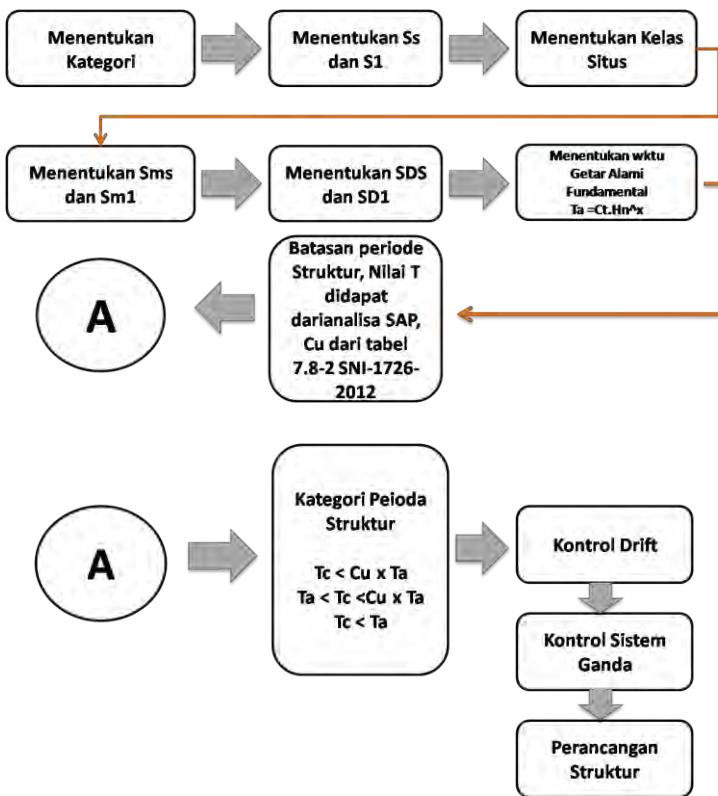
<b>BERAT LANTAI 12 (ATAP)</b>		
<b>BEBAN MATI</b>		
<b>Berat Komponen</b>		<b>Total ( Kg )</b>
Pelat Lantai	1102.5 x 0.12 x 2400	317520
Penggantung	1102.5 x 7	7717.5
Plafon	1102.5 x 11	12127.5
Balok Induk	0.5 x 0.7 x 2400 x 490	411600
Balok Anak	0.3 x 0.5 x 2400 x 98	35280
Balok Lift	0.3 x 0.5 x 2400 x 28	10080
Spesi ( 2 cm )	1102.5 x 0.02 x 2100	46305
Aspal ( 1 cm )	1102.5 x 0.01 x 1400	15435
Plumbing	1102.5 x 10	11025
Ducting	1102.5 x 20	22050
Dinding (1/2 Bata)	1484 x 250 x 0.15	55650
Kolom	0.8 x 0.8 x 2400 x 4 x 48	294912
Sh Wall X	7 x 0.45 x 4 x 2400 x 4	120960
Sh Wall y	3.5 x 0.45 x 4 x 2400 x 4	60480
Pelat Tangga	0.17 x 3.3 x 4 x 2400 x 2	10771.2
Pelat Bordes	0.12 x 1.2 x 3.5 x 2400 x 2	2419.2
Balok Bordes	0.25 x 0.35 x 3.5 x 2400 x 2	1470
<b>Total Beban Mati</b>		<b>1435802.4</b>
<b>BEBAN HIDUP</b>		
<b>Berat Komponen</b>		<b>Total ( Kg )</b>
Beban Hidup Lantai	1102.5 x 100 x 0.8	<b>88200</b>
<b>Total Beban Lantai 1- 11</b>		
<b>Total Beban</b>	1446827.4 + 220500	<b>1524002.4</b>
<b>Mati + Hidup</b>		

**Tabel 6.e** Berat Total Tiap Lantai

	<b>Beban Mati</b>	<b>Beban Hidup</b>	<b>Total Beban ( Wt )</b>
Lantai 1	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 2	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 3	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 4	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 5	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 6	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 7	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 8	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 9	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 10	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 11	1446827.4	220500	1667327.4
Lantai 12	1435802.4	88200	1524002.4
<b>Total Berat Struktur (Kg)</b>	17350903.8	2513700	<b>19864603.8</b>

#### 6.4 Analisa Beban Gempa

Analisa beban gempa pada SNI 1726-2012 dengan menggunakan analisa dinamis. Berikut adalah flowchart analisa beban gempa pada struktur gedung.



**Gambar 6.1** Flowchart Analisa Gempa

#### 6.4.1 Kategori Resiko Struktur Bangunan dan Faktor Keutamaan

Gedung Apartemen Skyloft SOHO Ciputra World Surabaya, merupakan gedung yang difungsikan sebagai gedung apartemen. Berdasarkan ketentuan SNI 1726-2012 gedung tersebut dikategorikan dalam kategori resiko II sesuai dengan tabel 6.1 berikut ini :

**Tabel 6.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan non Gedung untuk Beban Gempa**

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun	II
- Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	

(Sumber : Tabel 1 SNI 1726-2012)

Berdasarkan kategori gedung diatas dapat ditemukan faktor keutamaan gempa (Ie). Pada perencanaan ini kategori resiko termasuk pada kategori resiko II sehingga faktor keutamaan diperoleh 1,0 sesuai dengan SNI 1726-2012 yang tertera pada tabel 6.2 berikut :

**Tabel 6.2 Faktor Keutamaan Gempa**

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $f_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber : Tabel 2 SNI 1726-2012)

#### 6.4.2 Penentuan Jenis Tanah ( Kelas Situs )

Kelas situs bisa didapatkan dengan mengidentifikasi jenis tanah terlebih dahulu. Untuk mendapatkan jenis tanah berdasarkan kelas situs pada SNI-1726-2012 pasal 5.3 sesuai dengan beberapa parameter antara lain kecepatan rata-rata gelombang geser (vs), tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata ( N ), kuat geser nilai rata rata (vs).

Data yang digunakan pada tugas akhir ini adalah data SPT (*Standart Penetration Test*) sehingga dapat diperoleh nilai N dengan menggunakan persamaan atau dengan melihat karakteristik lapisan tanah yang terlampir pada data tanah. Berdasarkan data tanah yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini dapat ditentukan kelas situs berdasarkan ketentuan SNI 1726-2012 pada tabel 6.3 berikut ini :

**Tabel 6.3 Klasifikasi Situs**

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{cb}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :			
1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ ,			
2. Kadar air, $w \geq 40\%$ ,			
3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa			

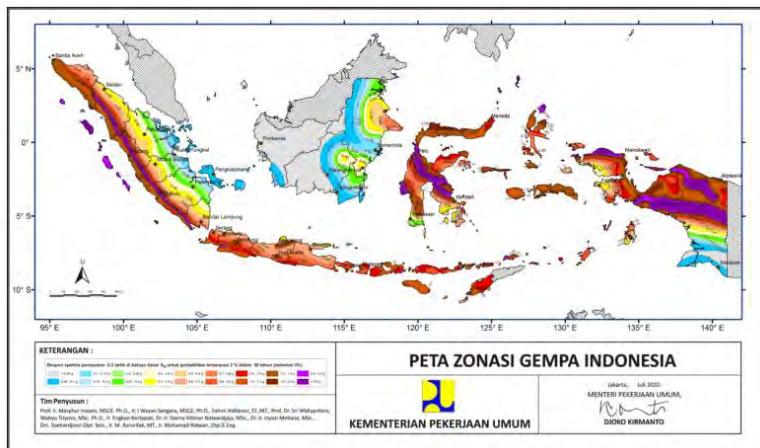
(Sumber : Tabel 3 SNI 1726-2012)

Berdasarkan data tanah yang kemudian di sesuaikan dengan tabel diatas, maka dapat disimpulkan kelas situs tergolong SE ( tanah lunak ).

#### 6.4.3 Parameter percepatan gempa ( $S_s$ , $S_1$ )

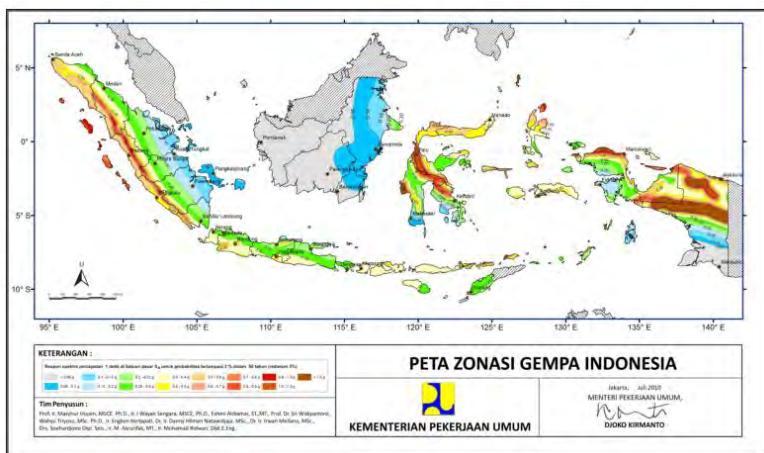
##### a. Parameter percepatan terpetakan

Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun ( $MCE_R$ , 2 persen dalam 50 tahun ), dan dinyatakan dalam bilangan decimal terhadap percepatan gravitasi.Berikut adalah peta zonasi gempa berdasarkan SNI-03-1726-2012 dengan probabilitas terlampaui sebesar 2 % dalam 50 tahun untuk percepatan 0,2 detik dan 1detik.

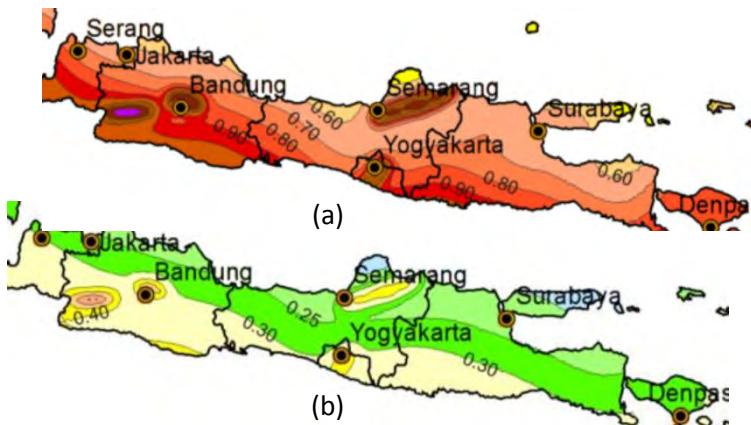


(Sumber : Peta Hazard Gempa Indonesia 2010.)

**Gambar 6.2** . Peta respon spektra percepatan 0.2 detik ( $S_S$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.



**Gambar 6.3** Peta respon spektra percepatan 1.0 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ ) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.



**Gambar 6.4** Zona gempa daerah Surabaya pada percepatan 0,2 detik (a) dan 1 detik (b). (*Sumber : Peta Hazard Gempa Indonesiaa 2010.*)

Berdasarkan gambar 6.4 diatas, didapatkan nilai  $S_s$  untuk wilayah Surabaya 0,6 g, dan nilai  $S_1 = 0,2$  g.

Koefisien situs untuk periode 0,2 detik ( nilai  $F_a$  ) dan Koefisien situs untuk periode 1 detik ( Nilai  $F_v$  ) sesuai SNI 1726 2012 ditentukan berdasarkan tabel 6.4 berikut ini :

**Tabel 6.4** Koefisien situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Dari tabel diatas untuk  $S_s = 0,6$  dengan kelas situs SE dengan interpolasi didapatkan nilai  $F_a = 1,5$

**Tabel 6.5** Koefisien situs  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Dari tabel diatas untuk  $S_1 = 0,2$  dengan kelas situs SE didapatkan nilai  $F_v = 3,2$

### b. Menentukan $S_{ms}$ dan $Sm_1$

Dari penentuan parameter terpetakan sebelumnya didaptkan data data sebagai berikut :

$$S_S = 0.6$$

$$S_1 = 0.2$$

$$F_a = 1.5$$

$$F_v = 3.2$$

Dengan demikian maka :

$$S_{ms} = F_a \times S_S \quad (SNI 1726 2012 Pers. 6.2-1)$$

$$S_{ms} = 1.5 \times 0.6 = 0.90$$

$$Sm_1 = F_v \times S_1 \quad (SNI 1726 2012 Pers. 6.2-1)$$

$$Sm_1 = 3.2 \times 0.2 = 0.64$$

#### 6.4.4 Parameter percepatan Respon Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{ms} = \frac{2}{3} \times 0.90 = 0.6 \quad (SNI 1726 2012 Pers. 6.2.3)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} \times Sm_1 = \frac{2}{3} \times 0.64 = 0.43 \quad (SNI 1726 2012 Pers. 6.2.4)$$

#### 6.4.5 Kategori Desain Seismik

Apabila  $S_1$  lebih kecil dari 0.75 kategori desain seismic diijinkan untuk ditentukan sesuai SNI 1726 2012 tabel 6 yang disajikan dalam tabel 6.6 dibawah ini :

**Tabel 6.6** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 6.6 diatas menunjukan bahwa untuk  $S_{DS} > 0.50$  dengan kategori risiko IV maka masuk dalam kategori desain D.

#### 6.4.6 Kombinasi Sistem Perangkai Pada Arah yang Berbeda

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan dengan tujuan untuk menahan gaya gempa di masing masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Apabila sistem yang berbeda digunakan, masing masing nilai R ( Koefisien modifikasi respon ),  $C_d$  ( Pembesaran defleksi ), dan  $\Omega_0^g$  ( Faktor Kuat lebih ) harus ditentukan terlebih dahulu sesuai dengan SNI 1726 tabel 9 yang disajikan dalam tabel 6.7 berikut :

**tabel 6.7** Faktor R,  $C_d$  dan  $\Omega_0^g$  Untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
<b>B.Sistem rangka bangunan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentrif khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentrif biasa	3½	2	3½	TB	TB	10'	10'	TI'
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12"	12"	12"
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
10.Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

(Sumber : SNI 1726 2012 Tabel 9 )

Dalam hal ini, harga tabel factor kuat lebih ( $\alpha$ ) diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah pada struktur dengan diafragma fleksibel, tetapi tidak diijinkan diambil kurang dari 2,0 untuk struktur lain, kecuali untuk sistem kolom kantilever.

Dengan melihat tabel 6.7 diatas maka didapatkan :

$$\begin{aligned} \text{nilai koefisien modifikasi respon } R &= 5 \\ \text{Faktor kuat lebih } \alpha &= 2.5 \\ \text{pembesaran defleksi } C_d &= 4.5 \end{aligned}$$

#### **6.4.7 Batas Ketinggian Bangunan serta Kekakuan Struktur**

Sesuai peraturan SNI 1726 -2012 tabel 9 yang disajikan dalam tabel 6.7 diatas, untuk struktur yang dirancang berdasarkan kategori desain seismic D tinggi gedung diperbolehkan hingga mencapai 48 meter.

- **Kekakuan Struktur**

Persyaratan suatu struktur kaku atau fleksibel harus diketahui dengan perbandingan lebar total struktur bangunan dan panjang total bangunan.

- Struktur Kaku  
apabila perbandingan lebar total struktur bangunan dan panjang total bangunan kurang dari tiga.
- Struktur Flexibel  
apabila perbandingan lebar total struktur bangunan dan panjang total bangunan lebih dari tiga.

Kekakuan struktur dalam tugas akhir ini :

$$\frac{D}{S} = \frac{24.5 \text{ meter}}{49 \text{ meter}} = 0.5$$

Dari perbandingan lebar total struktur bangunan dan panjang total bangunan didapatkan nilai  $0,5 < 3$ , dengan demikian struktur tersebut tergolong struktur kaku.

#### 6.4.8 Periode Alami Fundamental ( T )

Periode alami fundamental (T) tidak boleh melebihi dari hasil koefisien untuk batas atas yang dihitung ( Cu ) dikali periode fundamental pendekatan (Ta).

$$T < Cu \times Ta$$

Sesuai persyaratan SNI 1726-2012 tabel 14, nilai Cu ditentukan berdasarkan tabel tersebut yang disajikan dalam tabel 6.8 berikut ini :

**Tabel 6.8** Koefisien untuk batas atas periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

( Sumber : SNI 1726- 2012 Tabel 14 )

Pada perhitungan sebelumnya didapatkan  $S_{D1} = 0,43$  sehingga nilai Cu adalah = 1,4

#### 6.4.9 Periode Fundamental Pendekatan

Sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.8.2.1 sebagai alternatif diijinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik,dalam hal ini, untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan menurut persamaan 28 yaitu :

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} \times h_n$$

Dengan  $H_n$  adalah ketinggian struktur dari dasar hingga tingkat tertinggi struktur ( dalam meter ), dan  $C_w$  didapat dari persamaan 29 SNI 1726-2012 berikut ini :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_i^2}{h_i^2} \right) \frac{A_i}{\left[ 1 + 0.83 \left( \frac{h_i^2}{D_i^2} \right) \right]}$$

Dimana :

- $A_B$  = Luas dasar struktur
- $A_i$  = Luas badan dinding geser “i” ( $m^2$ )
- $D_i$  = Panjang dinding geser “i” (m)
- $h_i$  = Tinggi dinding geser “i” (m)
- $x$  = Jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

Data perhitungan :

Arah X

- $A_B$  =  $1102.5 m^2$
- $A_i$  =  $0.45 m \times 7 m = 3.15 m^2$
- $D_i$  = 28 meter
- $h_i$  = 48 meter
- $h_n$  = 48 meter

Arah Y

- $A_B$  =  $1102.5 m^2$
- $A_i$  =  $0.45 m \times 3.5 m = 1.575 m^2$
- $D_i$  = 14 meter
- $h_i$  = 48 meter
- $h_n$  = 48 meter

ARAH X

$$C_w = \frac{100}{1102.5} \sum_{i=1}^4 \left( \frac{48^2}{48^2} \right) \frac{3.15}{\left| 1 + 0.83 \left( \frac{48^2}{28^2} \right) \right|} = 0.332$$

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} \times h_n$$

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{0.332}} \times 48 = 0.516$$

ARAH Y

$$C_w = \frac{100}{1102.5} \sum_{i=1}^4 \left( \frac{48^2}{48^2} \right) \frac{1.575}{\left| 1 + 0.83 \left( \frac{48^2}{14^2} \right) \right|} = 0.053$$

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}} \times h_n$$

$$T_a = \frac{0.0062}{\sqrt{0.053}} \times 48 = 1.29$$

Sehingga T yang nantinya didapat dari hasil analisa struktur harus kurang dari  $C_u \times T_a$

$$T < 1.4 \times 1.29 = 1.806 \text{ detik}$$

#### **6.4.9.1 Perioda Fundamental Pendekatan Lanjutan**

Nilai T yang didapat dari analisa struktur SAP 2000 yang sesuai dengan SNI 03-1726-2012 menunjukkan bahwa  $T = 1.37$  detik. Perioda tidak boleh melebihi  $C_u \times T_a$ ,

**Dipakai  $T = 1,37$**

#### **6.4.10 Prosedur Gaya Lateal Ekivalen**

##### **6.4.10.1 Geser Dasar Seismik**

Geser dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1})$$

dimana :

$C_s$  = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1.

$W$  = berat seismik efektif menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.7.2.

#### 6.4.10.2 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (SNI\ 03-1726-2012\ pasal\ 7.8.1)$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{SD1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (SNI\ 03-1726-2012\ pasal\ 7.8.3)$$

$C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_s\ 0,044SDSIe \geq 0,01 \quad (SNI\ 03-1726-2012\ pasal\ 7.8.4)$$

dari perhitungan diatas didapat data perencanaan sebagai berikut :

$SDS = 0,6$

$SD1 = 0,43$

$I = 1$

$R = 5$

$T = 1.37$

$S1 = 0,2g$

$W = 19864603.8\ kg$

Perhitungan :

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{5}{1}\right)} = 0,121$$

$$Cs_{min} = 0,044 \times SDS \times Ie \geq 0,01$$

$$Cs_{min} = 0,044 \times 0,6 \times 1 \geq 0,01$$

$$Cs_{min} = 0,024 \geq 0,01 \dots \text{OK}$$

$$Cs_{max} = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,43}{1,37\left(\frac{5}{1}\right)} = 0,063 \dots \text{OK}$$

Sehingga dipakai  $Cs_{max} = 0,063$ , jadi dapat dipakai untuk perhitungan :

$$V = Cs \times Wt$$

$$V = 0,063 \times 19864603,8 \text{ Kg} = 1251470,04 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk gaya dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari gaya geser dasar (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan  $0,85V/Vt$  (*SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1*)

$$0,85V = 0,85 \times 1251470,04 \text{ kg} = 1033149,53 \text{ kg}$$

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 didapat hasil gaya geser respons spectrum sebagai berikut :

**Tabel 6.9** Gaya Geser Dasar Ragam (Vt)

Tipe Beban Gempa	FX (kg)	FY (kg)
Gempa R.Spektrum X (kg)	917893,31	30963,95
Gempa R.Spektrum Y (kg)	33975,83	689940,41

$$Fx = Vxt = 917893,31 \text{ kg}$$

$$Fy = Vyt = 689940,41 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x

$$0,85V = 1033149,53 \text{ kg} > 917893,31 \text{ kg} \dots \text{NOT OK}$$

Maka untuk arah y

$$0,85V = 1033149,53 \text{ kg} > 689940,41 \text{ kg} \dots \text{NOT OK}$$

Dari perbandingan didapat bahwa gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari gaya geser dasar ( $V$ ) sehingga gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisa harus dikalikan dengan faktor skala 0,85V/ $V_t$ .

Arah x :

$$\frac{0,85V}{V_t} = \frac{1033149.53}{917893.31} = 1.125$$

Arah y :

$$\frac{0,85V}{V_t} = \frac{1033149.53}{689940.41} = 1.49$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh seperti di atas pada faktor skala untuk define respons spektrum. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis.

Hasil dari *running* ulang pada program analisa struktur SAP 2000.

**Tabel 6.10** Gaya Geser Dasar Ragam ( $V_t$ ) setelah dikalikan faktor skala.

Tipe Beban Gempa	FX (kg)	FY (kg)
Gempa R.Spektrum X (kg)	1047817.17	343237.81
Gempa R.Spektrum Y (kg)	360412.98	1038461.55

$$F_x = V_{xt} = 1047817.17 \text{ kg}$$

$$F_y = V_{yt} = 1038461.55 \text{ kg}$$

Untuk arah x

$$0,85V = 1033149.53 \text{ kg} < 1047817.17 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Untuk arah y

$$0,85V = 1033149.53 \text{ kg} < 1038461.55 \text{ kg} \dots \text{OK}$$

Gaya geser dasar ragam telah memenuhi syarat sehingga dapat digunakan sebagai beban gempa desain.

#### 6.4.11 Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) seperti ditentukan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin ( $\Delta_a$ ) seperti didapatkan dari *SNI 03-1726-2012 pasal 7.12.1 Tabel 16* untuk semua tingkat.

**Tabel 6.11** Simpangan antar Lantai ijin  $\Delta_a$

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 $h_{sx}^c$	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>a</sup>	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$
Semua struktur lainnya	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$

<sup>a</sup>  $h_{sx}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat  $x$ .

<sup>b</sup> Untuk sistem penahanan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar lantai tingkat ijin harus sesuai dengan persyaratan 7.12.1.1.

Dari hasil analisa struktur menggunakan program SAP 2000 didapatkan hasil simpangan maksimum akibat beban gempa yang terangkum pada Tabel 6.11.

**Tabel 6.12** Hasil analisa struktur simpangan antar lantai

Lantai	Tinggi (m)	dx (m)	dy (m)
12	4	0.0245	0.0528
11	4	0.0255	0.0496
10	4	0.0272	0.0473
9	4	0.0281	0.0443
8	4	0.028	0.0407
7	4	0.0268	0.0365
6	4	0.0245	0.0319
5	4	0.0213	0.0267
4	4	0.0172	0.0211
3	4	0.0125	0.0151
2	4	0.0074	0.009
1	4	0.0026	0.0032

#### 6.4.12 Kontrol Drift (Simpangan Antar Lantai)

Perhitungan simpangan antar lantai tingkat desain( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat masa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.

$\Delta s$  harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang

letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x ( $\delta_x$ ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$\delta_m = \frac{C_d \delta_{max}}{I_e} \quad (SNI 03-1726-2012 pasal 7.12.3 pers 42)$$

dimana :

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi dalam tabel 6.5

$\delta_{max}$  = defleksi pada lantai x yang ditentukan dengan

= analisis elastis.

$I_e$  = faktor keutamaan

= Untuk struktur sistem rangka gedung, dengan kategori

= II drift dibatasi sebesar  $\Delta_a = 0,020hsx$ .

Kontrol simpangan struktur terhadap kinerja batas layan dan kinerja batas ultimate dapat dilihat pada Tabel 6.11 dan Tabel 6.12.

**Tabel 6.13** Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu X

Lantai	Tinggi (m)	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	Drift ( $\Delta_s$ )	Syarat Drift ( $\Delta_a$ )	Kontrol
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
12	4	21.6	97.2	4.5	80	OK
11	4	22.6	101.7	6.75	80	OK
10	4	24.1	108.45	3.6	80	OK
9	4	24.9	112.05	0.45	80	OK
8	4	24.8	111.6	4.5	80	OK
7	4	23.8	107.1	9	80	OK
6	4	21.8	98.1	13.05	80	OK
5	4	18.9	85.05	16.65	80	OK
4	4	15.2	68.4	18.9	80	OK
3	4	11	49.5	20.25	80	OK
2	4	6.5	29.25	18.9	80	OK
1	4	2.3	10.35	10.35	80	OK

**Tabel 6.14** Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu Y

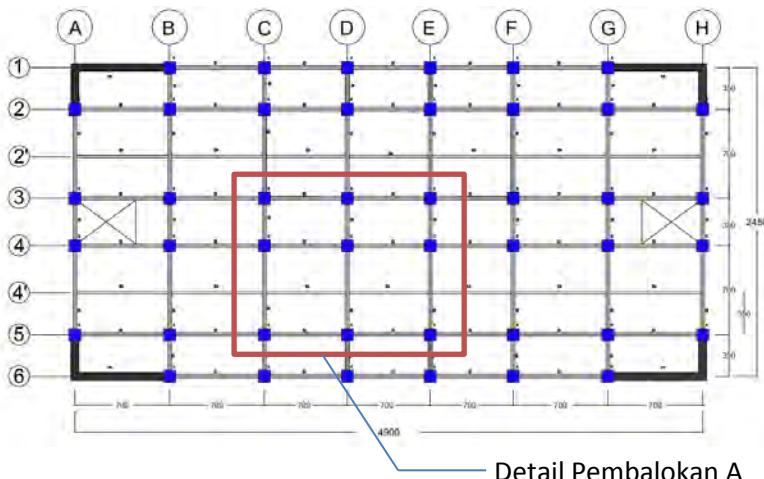
Lantai	Tinggi (m)	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	Drift ( $\Delta_s$ )	Syarat Drift ( $\Delta_a$ )	Kontrol
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
12	4	35.5	159.75	8.1	80	OK
11	4	33.7	151.65	9	80	OK
10	4	31.7	142.65	9.45	80	OK
9	4	29.6	133.2	10.8	80	OK
8	4	27.2	122.4	12.6	80	OK
7	4	24.4	109.8	13.95	80	OK
6	4	21.3	95.85	15.75	80	OK
5	4	17.8	80.1	16.65	80	OK
4	4	14.1	63.45	18	80	OK
3	4	10.1	45.45	18.9	80	OK
2	4	5.9	26.55	17.1	80	OK
1	4	2.1	9.45	9.45	80	OK

## BAB VII

### PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

#### 7.1 Umum

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuanya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Komponen struktur utama terdiri dari balok induk, kolom dan shearwall. Pada Bab ini Pembahasan mengenai kekuatan struktur utama mencakup pkebutuhan tulangan yang diperlukan pada komponen komponen tersebut.



Gambar 7.1 Denah kolom dan Pembalokan

#### 7.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Apartement Skyloft

SOHO Ciputra World direncanakan dimensi balok induk sebesar 50/70 dengan panjang bentang adalah 700 cm.

Perancangan tulangan balok induk dihitung dalam dua kondisi. Kondisi yang pertama adalah kondisi pada saat balok induk berkomposit dengan elemen struktur lainnya. Dari dua kondisi tersebut dihitung tulangan yang lebih kritis untuk digunakan.

### **7.2.1 Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk**

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi dan panjang balok, serta diameter tulangan yang digunakan.

- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Dimensi balok : 50/70 cm
- Panjang balok : 700 cm
- Diameter tulangan longitudinal : 22 mm
- Diameter tulangan sengkang : 13 mm

### **7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk**

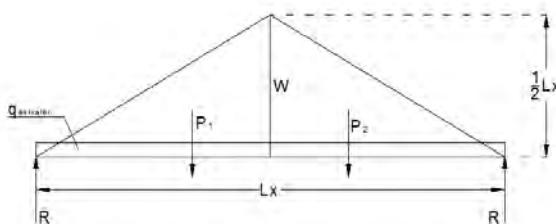
Pada struktur Sistem Rangka Gedung balok direncanakan hanya menerima gaya gravitasi saja, namun ditinjau juga bahwa balok tidak boleh rusak akibat gempa kecil dan tidak boleh runtuh akibat gempa besar. Dalam perhitungannya momen yang terjadi akibat gravitasi harus dikombinasikan dengan momen yang terjadi akibat gempa, selain itu juga diperiksa apakah momen akibat deformasi kearah lateral melebihi momen akibat gempa. Hal ini hanya dilakukan di dalam perancangan balok sesudah komposit.

#### **7.2.2.1 Penulangan Lentur Sebelum Komposit Balok Melintang (AS D4-D5)**

Balok pracetak pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan

pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya namun beban yang dihitung hanyalah pembebanan yang berasal dari pelat, overtopping dan berat balok itu sendiri Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep tributary area. Beberapa beban merata ( $q$ ) yang terjadi pada balok :

- Beban Segitiga



**Gambar 7.2** Pembebanan Segitiga

Beban segitiga

$$W : \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$R : P_1 = P_2$$

$$R : \frac{1}{2} \times (\frac{1}{2} \times Lx) \times W$$

$$R : \frac{1}{8} \times q \times Lx^2$$

$$M_{max} : (R \times \frac{1}{2} Lx) - (P \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} Lx)$$

$$M_{max} : R \times (\frac{1}{3} Lx) = \frac{1}{24} \times q \times Lx^3$$

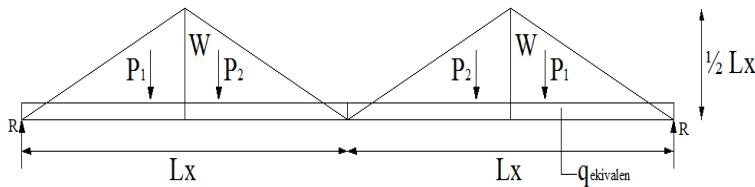
$$M_{eq} : \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$\mathbf{M_{max}} = \mathbf{M_{eq}}$$

$$\frac{1}{24} \times q \times Lx^3 = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \times q \times Lx$$

- Beban ekivalen dua segitiga



**Gambar 7.3** Pembebanan Dua Segitiga

#### Beban Dua Segitiga

$$W = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 = P_2$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$R = [\frac{1}{2} \times (\frac{1}{2} \times Lx) \times W] \times 2$$

$$R = \frac{1}{4} \times q \times Lx^2$$

$$M_{max} = (R \times Lx) - (P_1 \times (Lx - \frac{1}{3} Lx)) - (P_2 \times \frac{1}{3} Lx)$$

$$M_{max} = (P_1 \times Lx) + (P_2 \times Lx) - (P_1 \times Lx) + \frac{1}{3} (P_1 \times Lx) - \frac{1}{3} (P_2 \times \frac{1}{3} Lx)$$

$$M_{max} = \frac{1}{3} (P_1 \times Lx) + \frac{2}{3} (P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} = Lx (\frac{1}{3} P_1 + \frac{2}{3} P_2) = Lx (\frac{1}{3} (\frac{1}{8} q \times Lx^2) + \frac{2}{3} (\frac{1}{8} q \times Lx^2))$$

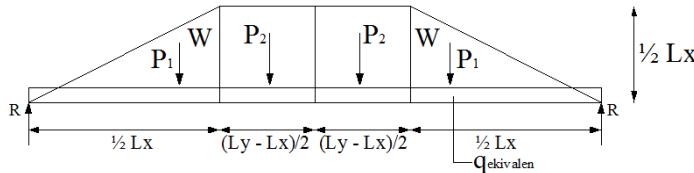
$$M_{eq} = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times (2Lx)^2 = \frac{1}{2} \times q_{ek} \times Lx$$

$$M_{max} = M_{eq}$$

$$\frac{1}{8} \times q \times Lx^2 = \frac{1}{2} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{4} \times q \times Lx$$

- Beban Ekivalen Trapesium



### Gambar 7.4 Pembebanan Trapesium

Beban Trapesium

$$W = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 = \frac{1}{8} \times q \times Lx^2$$

$$P_2 = \frac{1}{2} (Ly - Lx) \times \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$R = [\frac{1}{2} \times (\frac{1}{2} \times Lx) \times W] \times 2$$

$$R = \frac{1}{4} \times q \times Lx^2$$

$$M_{max} = (R \times \frac{1}{2} Ly) - (P_1 \times (\frac{1}{2} Ly - \frac{1}{3} Lx)) - (P_2 \times \frac{1}{4} (Ly - Lx))$$

$$M_{max} = (R \times \frac{1}{2} Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) - (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) - (\frac{1}{4} \times P_2 \times Ly) + (\frac{1}{4} \times P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} = (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{2} P_2 \times Ly) - (\frac{1}{2} P_1 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) - (\frac{1}{4} \times P_2 \times Ly) + (\frac{1}{4} \times P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} = (\frac{1}{4} P_2 \times Ly) + (\frac{1}{3} P_1 \times Lx) + (\frac{1}{4} P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} = (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly^2) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx^2 \times Ly) + (\frac{1}{24} \times q \times Lx^3) + (\frac{1}{16} \times q \times Lx^2 \times Ly) - (\frac{1}{16} \times q \times Lx^3)$$

$$M_{max} = (\frac{1}{16} \times q \times Lx \times Ly^2) - (\frac{1}{24} \times q \times Lx^3)$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times Ly^2 ((\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} \times Lx^3 / Ly^2))$$

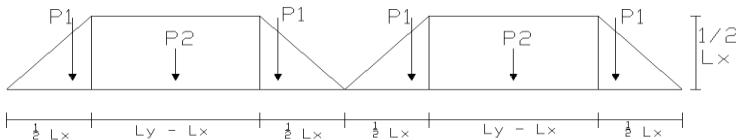
$$Meq = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Ly^2$$

$$M_{max} = Meq$$

$$\frac{1}{8} \times q \times Ly^2 ((\frac{1}{2} Lx) - (\frac{1}{6} \times Lx^3 / Ly^2)) = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Ly^2$$

$$q_{ek} = q \times \left( \left( \frac{1}{2} Lx \right) - \left( \frac{1}{6} \frac{Lx^3}{Ly^2} \right) \right)$$

- Beban Ekivalen Dua Trapesium



Gambar 7.5 Pembebanan Dua Trapesium

Beban Dua Trapesium

$$W = \frac{1}{2} x q x Lx$$

$$P_1 = \frac{1}{8} x q x Lx^2$$

$$P_2 = (Ly - Lx) x \frac{1}{2} x q x Lx$$

$$R = 2P_1 + P_2$$

$$M_{max} = (R x Ly) - (P_1 x (\frac{1}{3} \frac{1}{2} Lx + Ly - Lx + \frac{1}{2} Lx)) - (P_2 x \frac{1}{2} (Ly - Lx) + \frac{1}{2} Lx) - P_1 \frac{2}{3} \frac{1}{2} Lx$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= (R . Ly) - (\frac{1}{6} P_1 Lx) + (P_1 Lx) + (\frac{1}{2} P_1 Lx) - (\frac{1}{2} P_2 Ly) + (\frac{1}{2} P_2 Lx) + (\frac{1}{2} P_2 Lx) - (\frac{2}{6} P_1 Lx) \\ &= 2P_1 Ly + P_2 Ly - (\frac{1}{6} P_1 Lx) + (\frac{6}{6} P_1 Lx) - (\frac{3}{6} P_1 Lx) - (\frac{2}{6} P_1 Lx) - P_1 Ly - \frac{1}{2} P_2 Ly + P_2 Lx \\ &= 2P_1 Ly + P_2 Ly - 0 - P_1 Ly - \frac{1}{2} P_2 Ly + P_2 Lx \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= P_1 Ly + P_2 Lx + \frac{1}{2} P_2 Ly \\ &= (\frac{1}{8} x q x Lx^2) . Ly + (\frac{1}{2} x q x Lx) (Ly - Lx) Lx + \frac{1}{2} (\frac{1}{2} x q x Lx) (Ly - Lx) Ly \\ &= -\frac{1}{8} q Lx^2 Ly + \frac{1}{2} q Lx^2 Ly - \frac{1}{2} q Lx^3 + \frac{1}{4} q Lx Ly^2 - \frac{1}{4} q Lx^2 Ly \\ &= \frac{1}{2} q Ly^2 \left( \left( \frac{3Lx^2}{4Ly} \right) - \left( \frac{Lx^3}{Ly^2} \right) + \frac{Lx}{2} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Meq &= \frac{1}{8} x q_{ek} x (2Ly)^2 \\ &= \frac{1}{8} x q_{ek} x (4Ly)^2 = \frac{1}{2} x q_{ek} x Ly^2 \end{aligned}$$

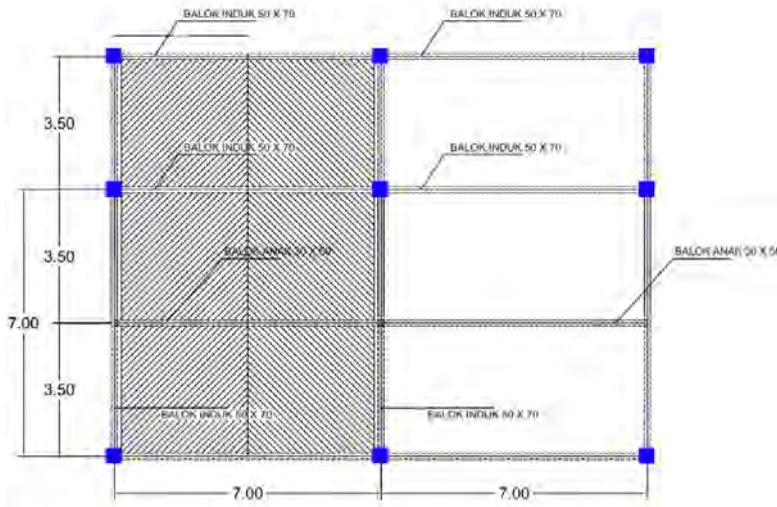
$$M_{max} = Meq$$

$$\frac{1}{2} q Ly^2 \left( \left( \frac{3Lx^2}{4Ly} \right) - \left( \frac{Lx^3}{Ly^2} \right) + \frac{Lx}{2} \right) = \frac{1}{2} x q_{ek} x Ly^2$$

$$q_{ek} = q x \left( \left( \frac{3Lx^2}{4Ly} \right) - \left( \frac{Lx^3}{Ly^2} \right) + \frac{Lx}{2} \right)$$

### a. Pelat dalam kondisi belum terdapat overtopping

Beban yang bekerja pada balok induk digambarkan dalam gambar 7.6 dimana beban yang dihitung adalah pembebanan yang berasal dari pelat.



**Gambar 7.6** Detail Pembalokan A

#### **Beban Mati**

$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0.07 \times 2400 = 168 \text{ Kg/m}^2$$

#### **Beban Hidup**

$$\text{Beban Pekerja} = 200 \text{ Kg/m}^2$$

Dimensi Balok induk sebelum komposit

$$= 50/58$$

Bentang Balok Induk

$$= 7 \text{ meter}$$

Pada kondisi sebelum komposit, balok induk hanya menerima beban mati dan hidup dari pelat pracetak, balok anak dan berat sendiri balok induk.

- Beban pada balok anak

Beban yang terdapat pada tiap balok anak adalah berat sendiri balok anak dan berat ekivalen dari pelat

### **Beban Mati**

$$\text{Berat balok anak} = 0.30 \times 0.38 \times 2400 = 273.6 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat Ekivalen Pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L (\text{kanan-kiri}) \\ &= 2 \times 0,5 \times 168 \times 3,1 \\ &= 520,8 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\text{Total Beban Mati Balok Anak} = 273.6 + 520.8 = 794.4 \text{ Kg/m}$$

### **Beban Hidup**

$$\begin{aligned}\text{Berat Ekivalen Pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L (\text{kanan-kiri}) \\ &= 2 \times 0,5 \times 200 \times 3,1 \\ &= 620 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Qu &= 1.2 D + 1.6 L \\ &= 1.2(794.4) + 1.6 (620) = 1945.28 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Selanjutnya, beban merata pada balok anak ( $Qu$ ) tersebut menjadi beban terpusat pada balok induk.

$$Pu = 1945.28 \text{ Kg/m} \times 7\text{m} = 13616.96 \text{ Kg}$$

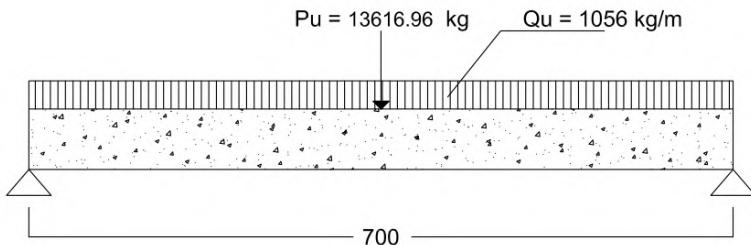
- Beban pada Balok Induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat eqivalen pelat.

$$\text{Berat Balok Induk} = 0.5 \times 0.55 \times 2400 = 660 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Qu balok Induk} &= 1.4 \times Qd \\ &= 1.4 \times 660 \\ &= 1056 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Dari hasil tersebut dapat digambarkan pembebanan pada balok induk sebelum komposit dalam gambar 7.6 berikut :



**Gambar 7.7** Pembebanan Balok Induk sebelum Komposit

$$\begin{aligned} Mu &= \left( \frac{1}{8} \times Qu \times L^2 \right) + \left( \frac{1}{2} \times Pu \times L \right) \\ &= \left( \frac{1}{8} \times 1056 \times 7^2 \right) + \left( \frac{1}{2} \times 13616.96 \times 7 \right) \\ &= 54127.36 \text{ kgm} \end{aligned}$$

### b. Pelat dalam kondisi terdapat overtopping, Tidak Terdapat Beban Kerja

#### Beban Mati

Pelat :

Berat sendiri pelat pracetak	= 0.07 x 2400	= 168 kg/m <sup>2</sup>
Overtopping	= 0.05 x 2400	= 120 kg/m <sup>2</sup>

$$\text{Dimensi balok induk sebelum komposit} = 50/58$$

$$\text{Bentang balok induk} = 7 \text{ meter}$$

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dari pelat pracetak, overtopping dan balok anak serta berat balok induk sendiri.

- Beban pada balok anak

Beban yang terjadi pada balok anak adalah berat sendiri balok anak dan berat ekivalen pelat

$$\text{Berat Balok Anak} = 0.30 \times 0.38 \times 2400 = 273.6 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat ekivalen pelat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times L (\text{kanan-kiri}) \\ &= 2 \times 0.5 \times 288 \times 3,1 \\ &= 892.8 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Total Beban Mati Balok Anak}(qD) &= 273.6 + 892.8 = 1166.4 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$Qu = 1.4 Qd = 1.4 \times 1166.4 = 1399.68 \text{ kg/m}$$

Selanjutnya, beban merata pada balok anak (Qu) tersebut menjadi beban terpusat pada balok induk.

$$Pu = 1399.68 \text{ Kg/m} \times 7\text{m} = 9797.76 \text{ Kg}$$

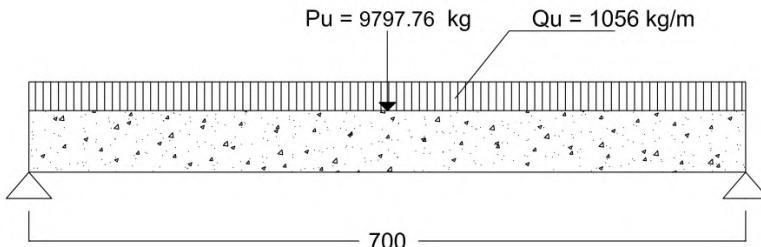
- Beban pada Balok Induk

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat eqivalen pelat.

$$\text{Berat Balok Induk} = 0.5 \times 0.55 \times 2400 = 660 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Qu balok Induk} &= 1.4 Qd \\ &= 1.4 \times 660 \\ &= 1056 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Dari hasil tersebut dapat digambarkan pembebanan pada balok induk sebelum komposit dalam gambar 7.7 berikut :



### Gambar 7.8 Pembebanan Balok Induk sebelum Komposit

$$\begin{aligned} Mu &= (1/8 \times Qu \times L^2) + (1/2 \times Pu \times L) \\ &= (1/8 \times 1056 \times 7^2) + (\frac{1}{2} \times 9797.76 \times 7) \\ &= 40760.16 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Dengan demikian maka momen (Mu) yang digunakan dalam perhitungan tulangan lentur balok induk melintang sebelum komposit adalah  $Mu = 54127.36 \text{ kgm}$ .

#### c. Perhitungan Tulangan Lentur

- **Data Perencanaan**

Dimensi Balok Induk	= 50/70
Bentang Balok Induk	= 7 meter
Diameter Tulangan utama	= 22 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
$\rho_{max}$	= 0,0228
$\rho_{min}$	= 0,0033
b	= 500 mm
$dx$	= $700-40-13-(0.5 \times 22) = 636 \text{ mm}$
$Mu$	= 54127.36 kgm

- **Penulangan Tumpuan**

Karena perlakuan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan tumpuan sebesar setengah dari penulangan lapangan.

- **Penulangan Lapangan**

$$R_n = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{541273600}{0,8 \times 500 \times 636^2} = 3,35 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 3,35}{420}} \right) = 0,0086$$

$\rho_{perlu} = 0,0086 > \rho_{min} = 0,0033$  maka dipakai  $\rho_{perlu}$

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0086 \times 500 \times 636 = 2734,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan 8 D 22 mm = 3041,1 mm<sup>2</sup>

As = 3041,1 mm<sup>2</sup> > As perlu

$$As' = 0,5 \times AS_{perlu} = 0,5 \times 2734,8 = 1367,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan 4 D 22 mm, As = 1520,53 mm<sup>2</sup>

Tulangan tumpuan digunakan 4D22

#### 7.2.2.2. Penulangan Lentur Sesudah Komposit Balok Melintang 7 meter Interior ( AS D4-D5 ) Lantai 5

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan rangkap dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak-balik ( kiri-kanan ) yang akan menghasilkan momen positif dan negative pada tumpuan. Hasil perencanaan tulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Data – data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut,

Mutu beton ( $f_c'$ )	:	30 MPa
Mutu baj ( $f_y$ ) tulangan	:	420 MPa
Dimensi balok induk	:	50/70 cm
Tebal decking	:	40 mm
Diameter tulangan utama	:	22 mm
Diameter sengkang	:	13 mm

$$\begin{aligned} b &= 500 \text{ mm} \\ d &= 700 - 40 - 13 - (0,5 \times 22) = 636 \text{ mm} \\ d' &= 40 + 13 + (0,5 \times 22) = 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \\ \rho_{max} &= 0,0228 \\ \rho_{min} &= 0,0033 \\ m &= 16,47 \end{aligned}$$

### a. Penulangan Pada Tumpuan Akibat Momen Negatif

Dari hasil program bantu SAP 2000, pada tumpuan didapat momen negatif yang terbesar dari kombinasi beban adalah sebagai berikut:

$$M_u \text{ negatif} = -278975073 \text{ Nmm}$$

Pada tumpuan balok dianggap balok persegi

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{278975073}{0,8 \times 500 \times 636^2} = 1,72 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1,72}{420}} \right) = 0,00424 \end{aligned}$$

ternyata  $\rho_{perlu} > \rho_{min} = 0,0033$

Dipakai  $\rho = 0,00424$

$A_{s,perlu} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d$

$$= 0,00424 \times 500 \times 636 = 1348,32 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan **5 D 22** ( $A_s = 1900,6 \text{ mm}^2$ )

### Perhitungan tulangan tekan

Persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{bawah} \geq 1/3 n_{atas}$   
 $n_{bawah} \geq 1/3 \cdot 5$   
 $n_{bawah} \geq 1.67$   
ambil jumlah tulangan bawah = 3 buah
- $n_{bawah} \geq 2$

Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **3 D 22 ( As' =1140.4 mm<sup>2</sup> )**

### Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{\frac{A_s}{w}}{b \times d} = \frac{1900.6}{500 \times 636} = 0,00597$$

$$a = \frac{As \cdot ada \cdot f_y}{0.85 \times b \times f_c} = \frac{1900.6 \times 420}{0.85 \times 500 \times 30} = 62.61$$

$$\begin{aligned}\varnothing M_n &= \varnothing \times A_s \times f_y \times (d-a/2) \\ &= 0.8 \times 1900.6 \times 420 \times (636 - 62.61/2) \\ &= 386159194.5 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\varnothing M_n > M_u = 386159194.5 \text{ Nmm} > 278975073 \text{ Nmm..OK}$$

### Kontrol Tulangan Rangkap

$$\rho = \frac{\frac{A_s}{w}}{b \times d} = \frac{1900.6}{500 \times 636} = 0,00597 > \rho_{perlu}$$

$$\rho' = \frac{\frac{A'_s}{w}}{b \times d} = \frac{1140.4}{500 \times 636} = 0,00358$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f'_c \times \beta \times d'}{\frac{1}{f_y \times d} \times \frac{600}{600-f_y}}$$

$$0,0024 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 64}{420 \times 636} \times \frac{600}{600-420}$$

$0,0024 < 0,0173$  (tulangan tekan belum leleh)

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{0,0024 \times 420} \times \frac{64}{636} \right| \leq f_y$$

$f'_s = 698,3 > 420$  MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)

Maka diambil  $f'_s = 420$  MPa (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{1900,6 \times 420 - 1140,4 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 25,04 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times (d - \frac{a}{2}) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (1900,6 \times 420 - 1140,4 \times 420) \times (636 - \frac{25,04}{2}) +$$

$$1140,4 \times 420 \times (636 - 64)$$

$$= 770952836,4 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \times 770952836,4 \text{ Nmm}$$

$$= 616762269,1 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u = 61,67,1 \times 10^7 \text{ Nmm} > 27,59 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots \dots \text{OK!}$$

### b. Penulangan Pada Tumpuan Akibat Momen Positif

Dari hasil program bantu SAP 2000, pada tumpuan didapat momen positif yang terbesar dari kombinasi beban adalah sebagai berikut:

$$\text{Mu negatif} = +205246774 \text{ Nmm}$$

Pada tumpuan balok dianggap balok persegi

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{205246774}{0,8 \times 500 \times 636^2} = 1,3 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1,3}{420}} \right) = 0,0032 \end{aligned}$$

ternyata  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} = 0,0033$

Dipakai  $\rho = 0,0033$

$$A_s_{\text{perlu}} = \rho_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,0033 \times 500 \times 636 = 1049 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan 4 D 22 (As = 1520,5 mm<sup>2</sup>)

### Perhitungan tulangan tekan

Persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{\text{bawah}} \geq 1/3 n_{\text{atas}}$   
 $n_{\text{bawah}} \geq 1/3 \cdot 4$   
 $n_{\text{bawah}} \geq 1,33$   
ambil jumlah tulangan bawah = 2 buah
- $n_{\text{bawah}} \geq 2$

Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **2 D 22 ( As' = 760.3 mm<sup>2</sup> )**

### Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{15205}{500 \times 636} = 0,00478$$

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times b \times f'c} = \frac{1520.5 \times 420}{0.85 \times 500 \times 30} = 50.08$$

$$\begin{aligned}\text{ØMn} &= \text{Ø} \times \text{As} \times fy \times (d-a/2) \\ &= 0.8 \times 1520.5 \times 420 \times (636 - 50.08/2) \\ &= 312132132.5 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\text{ØMn} > \text{Mu} = 249705706 \text{ Nmm} > 205246774 \text{ Nmm..OK}$$

### Kontrol Tulangan Rangkap

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{15205}{500 \times 636} = 0,00478 > \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \times d} = \frac{760.3}{500 \times 636} = 0,0024$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times f'_c \times \beta \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0,00238 \geq \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \times 64}{420 \times 636} \times \frac{600}{600 - 420}$$

0,00238 < 0,0173 (tulangan tekan belum leleh)

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta \times f'_c}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{0,00238 \times 420} \times \frac{64}{636} \right| \leq f_y$$

$f'_s = 698,3 > 420$  MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)

Maka diambil  $f'_s = 420$  MPa (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'_c \times b_w} = \frac{1520,5 \times 420 - 760,3 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 25,04 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times (d - \frac{a}{2}) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (1520,5 \times 420 - 760,3 \times 420) \times (636 - \frac{25,04}{2}) +$$

$$760,3 \times 420 \times (636 - 64)$$

$$= 381728867,5 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \times 381728867,5 \text{ Nmm}$$

$$= 305383094 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u = 30,53 \cdot 67,1 \times 10^7 \text{ Nmm} > 20,52 \times 10^7 \text{ Nmm} \dots \dots \text{OK!}$$

Hasil dari penulangan yang dilakukan baik terhadap momen negatif maupun momen positif di tumpuan adalah sebagai berikut,

❖ Akibat momen negatif

$$\text{Tulangan atas} = 5\text{D22} (A_s = 1900,6 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan bawah} = 3\text{D22} (A_s = 1140,4 \text{ mm}^2)$$

❖ Akibat momen positif

$$\text{Tulangan atas} = 4\text{D22} (A_s = 1520,5 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan bawah} = 2\text{D22} (A_s = 760,3 \text{ mm}^2)$$

Sehingga jumlah tulangan yang terpasang merupakan jumlah terbesar yang dihasilkan dari masing – masing nilai momen diatas maka,

$$\text{Tulangan atas} = \mathbf{5\text{D22}} (A_s = 1900,6 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan bawah} = \mathbf{3\text{D22}} (A_s = 1140,4 \text{ mm}^2)$$

### Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang

Pengecekan momen nominal tulangan terpasang dilakukan terhadap momen positif dan momen negatif pada tumpuan. Cek ini bertujuan untuk mengetahui apakah momen nominal yang dihasilkan oleh tulangan tersebut mampu memikul momen yang terjadi pada balok.

- **Akibat momen negatif**

Pertama – tama dicari nilai  $f'_s$  dari tulangan terpasang berdasarkan momen negatif, yaitu

$$\varepsilon'_s = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c ; c = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

Substitusi

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \left\{ \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s \right\}}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{1900,6 \times 420 - 1140,4 \left\{ \left( \frac{\frac{a}{0,85} - 64}{\frac{a}{0,85}} \times 0,003 \right) \times 2 \cdot 10^5 \right\}}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$0 = a^2 - 8,96a - 2919,4$$

$$a = 58,7 \text{ mm}$$

Masukkan nilai  $a$  awal,

$$c = \frac{58,7}{0,85} = 69,06$$

$$\varepsilon'_{s'} = \frac{69,06 - 64}{69,06} \times 0,003 = 0,000219$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{420}{2 \times 10^5} = 0,0021$$

$\varepsilon' < \varepsilon_s$ , ( tulangan tekan belum leleh, pakai  $f'_{s'}$  )

$$f'_{s'} = \varepsilon'_{s'} \times E_s$$

$$f'_{s'} = 0,000219 \times 2 \times 10^5 = 43.8 \text{ MPa}$$

Mencari nilai a sebenarnya

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_{s'} \times f'_{s'})}{0,85 \times f'_{c'} \times b}$$

$$\frac{(1900,6 \times 420) - (1140,4 \times 43,8)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 58,7 \text{ mm}$$

$$Mn = (A_s \times f_y - A'_{s'} \times f'_{s'}) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A'_{s'} \times f'_{s'} \times (d - d'))$$

$$= (1900,6 \times 420 - 1140,4 \times 43,8) \times \left( 636 - \frac{58,7}{2} \right) +$$

$$(1140,4 \times 43,8 \times (636 - 64))$$

$$= 482528824,9 \text{ Nmm} = 4,82 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0,8 \times (48,2 \times 10^7) \geq 27,8 \times 10^7$$

$$= 38,60 \times 10^7 > 27,8 \times 10^7 \dots \text{OK!!!}$$

- Akibat momen positif**

Pertama – tama dicari nilai  $f'_s$  dari tulangan terpasang berdasarkan momen negatif, yaitu

$$\varepsilon'_s = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c ; c = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

Substitusi

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_{s'} \times f'_{s'})}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{A_s \times f_y - A'_{s'} \left\{ \left( \frac{\frac{a}{\beta_1} - d'}{\frac{a}{\beta_1}} \times \varepsilon_c \right) \times E_s \right\}}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{1520,5 \times 420 - 760,3 \left\{ \left( \frac{\frac{a}{0,85} - 64}{\frac{a}{0,85}} \times 0,003 \right) \times 2 \cdot 10^5 \right\}}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$0 = a^2 - 14,32a - 1946,35$$

$$a = 51,85 \text{ mm}$$

$$a = -37,53$$

Masukkan nilai  $a$  awal,

$$c = \frac{51,85}{0,85} = 61$$

$$\varepsilon'_s = \frac{61 - 64}{61} \times 0,003 = 0,000147$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{420}{2 \times 10^5} = 0,0021$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_s$ , ( tulangan tekan belum leleh, pakai  $f'_s$  )

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$f'_s = 0,000147 \times 2 \times 10^5 = 29.4 \text{ MPa}$$

Mencari nilai  $a$  sebenarnya

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$\frac{(1520,5 \times 420) - (760,3 \times 29,4)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 48,33 \text{ mm}$$

$$Mn = (A_s \times f_y - A'_{s'} \times f'_{s'}) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A'_{s'} \times f'_{s'} \times (d - d'))$$

$$= (1520,5 \times 420 - 760,3 \times 29,4) \times \left( 636 - \frac{48,33}{2} \right) +$$

$$(760,3 \times 29,4 \times (636 - 64))$$

$$= 389833524 \text{ Nmm} = 38,9 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0,8 \times (38,9 \times 10^7) \geq 27,8 \times 10^7$$

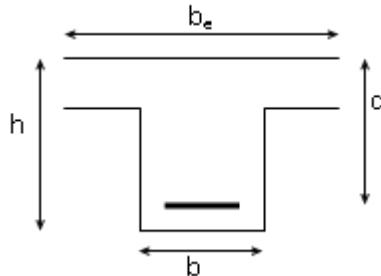
$$= 31,11 \times 10^7 > 20,52 \times 10^7 \dots \text{OK!!!}$$

### c. Penulangan Lapangan Balok Induk

Penulangan lentur lapangan didasarkan pada nilai momen yang terjadi di daerah lapangan. Besar momen lapangan yang terjadi di bagian balok melintang interior ialah sebesar  $M_u = 27196608 \text{ Nmm}$ .

Sebelum kita lakukan analisa desain perencanaan untuk tulangan lapangan perlu dilakukan cek apakah balok pada daerah

lapangan tergolong balok T atau bukan dengan perumusan sebagai berikut :



**Gambar 7.9** Daerah Efektif Sayap Balok T

Lebar efektif ( $b_e$ ) :

$$- \quad b_e \leq \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ cm}$$

$$- \quad b_e \leq 8 t + b_w = 96 + 50 = 146 \text{ cm}$$

$$- \quad b_e \leq (2 \times (h-t)) + b_w = (2 \times (500-120)) + b_w = (2 \times (380)) + 500 = 126 \text{ cm}$$

Digunakan  $b_e = 126 \text{ cm}$

$$M_{n\text{perlu}} = Mu/0.8 = 27196608/0.8 = 33995760 \text{ Nmm}$$

$$d = 636 \text{ mm}$$

$$C = T = 0.85 \times f'_c \times a \times b_{eff}$$

$$M_n = Mu/\phi$$

$$M_n = C \times (d - \frac{1}{2}a)$$

$$M_n = 0.85 \times f'_c \times a \times b_{eff} \times (d - \frac{1}{2}a)$$

$$33995760 = 0.85 \times 30 \times a \times 1260 \times (636 - \frac{1}{2}a)$$

$$33995760 = 32130a \times (636 - \frac{1}{2}a)$$

$$33995760 = 20434680a - 16065a^2$$

$$a^2 - 1272a + 2116.14 = 0$$

$a_1 = 1270,3 \text{ mm}$  dan  $a_2 = 1.66 \text{ mm}$

$$T = As \times F_y$$

$$T = 0.85 \times f'_c \times a \times b_{eff}$$

$$T = 0.85 \times 30 \times 1.66 \times 1260$$

$$T = 53335.8$$

$$53335.8 = As \times F_y$$

$$53335.8 = \rho \times b \times d \times f_y$$

$$\rho = 53335.8 / (300 \times 636 \times 420) = 0,00066$$

$\rho < \rho_{min}$  digunakan  $\rho_{min}$

$$AS_{perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0033 \times 500 \times 636 = 1049.4 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan **4 D 22** ( $As = 1520.5 \text{ mm}^2$ )

### Perhitungan tulangan tekan

Persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{bawah} \geq 1/3 n_{atas}$   
 $n_{bawah} \geq 1/3 \cdot 4$   
 $n_{bawah} \geq 1.33$   
ambil jumlah tulangan bawah = 2 buah
- $n_{bawah} \geq 2$

Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **2 D 22** ( $As' = 760.3 \text{ mm}^2$ )

### Cek Momen Nominal tulangan terpasang :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b_w} = \frac{1520.5 \times 420}{0.85 \times 30 \times 500}$$

$$= 50,08 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1520.5 \times 420 \times \left(636 - \frac{50.08}{2}\right) \\
 &= 39.01 \times 10^7 \text{ Nmm} \\
 \varnothing M_n &= 0.8 \times 39.01 \times 10^7 \\
 &= 31.21 \times 10^7 \text{ Nmm} > 27196608 \text{ Nmm} \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

#### d. Penulangan Geser dan Torsi

Sesuai peraturan SNI 03-2847-2013 bab 11 mengenai geser dan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengikuti kaidah berikut ini :

Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1})$$

Dengan  $V_u$  merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan  $V_n$  merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

$V_u$  = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau

$\Phi$  = Faktor reduksi geser ( 0.75 )

$V_n$  = Kuat Geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat Geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\Phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

- Tn = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )
- Ts = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
- Tc = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton
- Ao = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser,  $\text{mm}^2$
- At = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan punter  
= dalam daerah sejarak s,  $\text{mm}^2$
- Fyv = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
- s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel  
= dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1) pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor Tu kurang dari :

$$\phi 0,331 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- $\phi$  = Faktor reduksi kekuatan
- $f'_c$  = Kuat tekan beton, Mpa
- $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton,  
=  $\text{mm}^2$
- $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton,  $\text{mm}^2$

### Perhitungan Penulangan Torsi

Data perencanaan :

$$\begin{aligned} \text{Dimensi Balok Induk} &= 500/700 \text{ mm} \\ \text{Tu} &= 57305.31 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$57305.31 < 0,75 \frac{\sqrt{30}}{3} \left( \frac{((500 \times 700))^2}{(500 + 700) \times 2} \right)$$

$$57305.31 \text{ Nmm} < 69891680.51 \text{ Nmm}$$

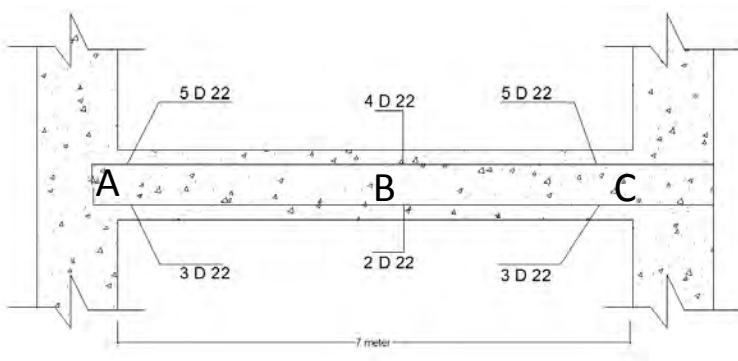
Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan dan hanya dilakukan perhitungan terhadap geser.

### **Penulangan Geser Balok Balok Induk Interior 7 meter**

Penulangan geser balok induk didasarkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 dimana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perencanaan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan yang ada sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3.

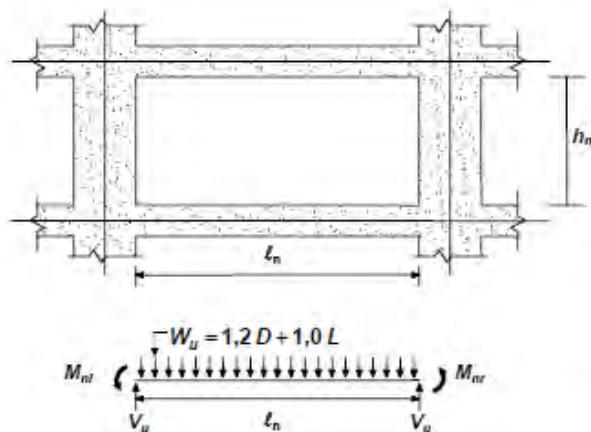
- Jumlah gaya lintang yang terjadi akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa dimana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali lipat nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahan gempa.

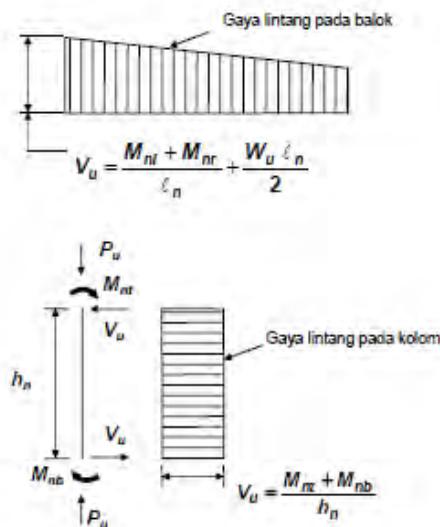
Dari perhitungan sebelumnya didapatkan penulangan tumpuan dan lapangan untuk balok dengan bentang 7 meter digambarkan dalam gambar 7.9 berikut ini



**Gambar 7.10** Penulangan balok bentang 7 meter

Perumusan untuk mencari gaya lintang rencana  $V_u$  sebagai berikut, berdasarkan SNI 03-2847- 2013 Pasal 21.3.3 :





**Gambar 7.11** Gaya lintang rencana pada struktur (SNI)

Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok

$$V_u = \frac{Mn_1 + Mn_2}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari persyaratan yang telah ditetapkan di atas maka besarnya gaya geser rencana dilakukan dengan membandingkan nilai momen nominal ujung balok (pada muka kolom) ditambah dengan gaya geser beban gravitasi berfaktor.

### Perhitungan Penulangan Geser Balok Induk Bentang 7 meter

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama ialah sebagai berikut :

$$M_{nA} = M_{nB} = 482528824.9 \text{ Nmm} = 482,5288249 \text{ kNm}$$

$$l_n = 7 \text{ m}$$

$$W_u = 1593.31 \text{ Kg/m (dengan kombo 1,2D+1,0L)}$$

$$V_u = \frac{482,53 + 482.53}{7} + \frac{15.93 \times 7}{2} + \frac{25.2}{2} = 354.911 \text{ kN}$$

Hasil dari SAP 2000 v14 dengan nilai  $V_u = 103,531 \text{ kN}$ , sehingga nilai  $V_u$  yang menentukan ialah  $354.911 \text{ kN}$ .

### Pemasangan sengkang daerah sendi plastis

Pemasangan tulangan geser memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton dengan perumusan sebesar :

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \frac{\sqrt{30}}{6} \times 500 \times 636 = 217719.72 \text{ N} = 217.719 \text{ kN}$$

Sisa besarnya gaya geser rencana yang lain dipikul oleh kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser. Besarnya gaya geser rencana yang dipikul oleh tulangan geser adalah sebesar

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{354.911}{0,75} - 290,293 \text{ N} = 182.921 \text{ kN}$$

$$V_s = 182.921 \text{ kN}$$

Rencanakan tulangan geser  $2\phi 13$  mm ( $A_v = 265.5 \text{ mm}^2$ )

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{182921} = 387.71 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 tidak boleh lebih dari :

- a)  $d/4 = 159 \text{ mm}$
- b) Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil  
 $8 \times 22 = 176 \text{ mm}$
- c) 24 kali diameter sengkang  
 $24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- d) 300 mm.

Maka jarak antar maksimum sengkang di daerah sendi plastis s yang digunakan adalah = 150 mm.

Sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{150} = 472802.4 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 472802.4 \text{ N} = 403758,075 \text{ N} = 354601.8 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 217.719 + 354.601 = 572.32 \text{ kN} > 354.911 \text{ kN}$$

Sengkang yang dipasang  $2\phi 13$  mm sejarak 150 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- $s_{\max}$  sepanjang sendi plasts di ujung balok  $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

Kontrol kuat geser balok induk exterior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.9

$$V_s \text{max} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 636 \times \sqrt{30} \\ = 1161171.822 \text{ N} = 1161.2 \text{ kN}$$

$$1161.2 \text{ kN} > 472.8 \text{ kN} \dots \text{(OK)}$$

Sehingga sengkang 2φ13 - 150 dapat digunakan

### **Pemasangan sengkang di luar daerah sendi plastis**

Pemasangan tulangan sengkang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1400 mm dari ujung balok dimana gaya geser yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur dengan besar beban gempa dan memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton.

$$V_u \text{ (dari aplikasi SAP)} = 111,531 \text{ kN}$$

Pemasangan tulangan geser) memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton dengan perumusan sebesar :

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \frac{\sqrt{30}}{6} \times 500 \times 636 = 217719.72 \text{ N} = 217.719 \text{ kN} \\ 0.5 \phi V_c = 0.5 \times 217.719 \text{ kN} = 108.86 \text{ KN} \\ 108,86 \text{ kN} < 111,531 \text{ kN}$$

0.5  $\phi V_c < V_u < \phi V_c$  Digunakan tulangan geser minimum.

Digunakan tulangan 2φ13

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b_w \times d = 1/3 \times 500 \times 636 = 106000 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$A_v = 265.5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{106000} = 669.1 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 tidak boleh lebih dari :

- a)  $d/4 = 159 \text{ mm}$
- b) Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil  
 $8 \times 22 = 176 \text{ mm}$
- c) 24 kali diameter sengkang  
 $24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- d) 300 mm.

Atau diambil nilai sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.3 mengenai batas spasi tulangan geser minimum

$$s = \frac{d}{2} = \frac{636}{2} = 318 \text{ mm}$$

Maka jarak antar sengkang di daerah sendi plastis  $s = 250 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$  (OK).

Sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{250} = 283681.44 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 283681.44 \text{ N} = 212761.1 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 217.719 + 212.761 = 430.48 \text{ kN} > 111,531 \text{ kN}$$

Sengkang yang dipasang 2φ13 mm sejarak 250 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- $s_{max}$  sepanjang sendi plasts di ujung balok  $2h = 2 \times 700 = 1400$  mm
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

Kontrol kuat geser balok induk exterior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.9

$$V_s max = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 636 \times \sqrt{30} \\ = 1161171.822 N = 1161.2 kN$$

$1161.2 kN > 283.6 kN$  .....(OK)

Sehingga sengkang 2φ13 - 250 dapat digunakan

#### e. Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{min}$ .

### f. Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dipropsorsikan sedemikian hingga nilai  $Z$  yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} \text{ SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan  
 $f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,  $f_s$  dapat diambil  $0,6 f_y$

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ Mpa} = 252 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 40 + 13 + \frac{1}{2} (22) = 64 \text{ mm}$$

$A$  = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan ( pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

### Untuk Daerah Tumpuan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,064 \times 0,50}{5} = 0,0128 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,0122} \\ = 7,21 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m ..... Ok}$$

### Untuk Daerah Lapangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,064 \times 0,50}{4} = 0,016 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,064 \times 0,016} \\ = 8,064 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m ..... Ok}$$

### 7.2.2.3 Penulangan Lentur Sesudah Komposit Balok 3,5 meter

#### Melintang Eksterior ( AS D4-D5 ) Lantai 4

Data – data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut,

Mutu beton ( $f_c'$ )	:	30 MPa
Mutu baj ( $f_y$ ) tulangan	:	420 MPa
Dimensi balok induk	:	50/70 cm
Tebal <i>decking</i>	:	40 mm
Diameter tulangan utama	:	22 mm
Diameter sengkang	:	13 mm

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$d = 700 - 40 - 13 - (0,5 \times 22) = 636 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 22) = 64 \text{ mm}$$

Dari perhitungan pada bab sebelumnya didapatkan :

$$\rho_{balance} = 0,0304$$

$$\rho_{max} = 0,0228$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

$$m = 16,47$$

#### a. Penulangan Pada Tumpuan Akibat Momen Negatif

Dari hasil program bantu *SAP 2000*, pada tumpuan didapat momen negatif yang terbesar dari kombinasi beban adalah sebagai berikut:

$$\text{Mu negatif} = -464773455 \text{ Nmm}$$

Pada tumpuan balok dianggap balok persegi

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{464773455}{0,8 \times 500 \times 636^2} = 2,87 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,87}{420}} \right) = 0,0073$$

ternyata  $\rho_{perlu} > \rho_{min} = 0,0033$

Dipakai  $\rho = 0,0073$

$A_s_{perlu} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d$

$$= 0,0073 \times 500 \times 636 = 2321,4 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan **7 D 22 ( As =2660.93 mm<sup>2</sup> )**

### Perhitungan tulangan tekan

Persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{bawah} \geq 1/3 n_{atas}$   
 $n_{bawah} \geq 1/3 \cdot 7$   
 $n_{bawah} \geq 2,33$   
ambil jumlah tulangan bawah = 3 buah
- $n_{bawah} \geq 2$

Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **3 D 22 ( As' =1140.4 mm<sup>2</sup> )**

### Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{\frac{A_s}{s}}{b_w \times d} = \frac{2660,93}{500 \times 636} = 0,0084$$

$$a = \frac{\frac{As}{ada} \times fy}{0,85 \times bx f'c} = \frac{2660,93 \times 420}{0,85 \times 500 \times 30} = 87,65$$

$$\begin{aligned} \varnothing M_n &= \varnothing \times As \times fy \times (d-a/2) \\ &= 0,8 \times 2660,93 \times 420 \times (636 - 87,65/2) \\ &= 529447370,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{ØMn} > \text{Mu} = 529447370.8 \text{ Nmm} > 464773455 \text{ Nmm..OK}$$

### b. Penulangan Pada Tumpuan Akibat Momen Positif

Dari hasil program bantu *SAP 2000*, pada tumpuan didapat momen positif yang terbesar dari kombinasi beban adalah sebagai berikut:

$$\text{Mu negatif} = + 431477042 \text{ Nmm}$$

Pada tumpuan balok dianggap balok persegi

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{431477042}{0,8 \times 500 \times 636^2} = 2,67 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,67}{420}} \right) = 0,0067$$

ternyata  $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}} = 0,0033$

Dipakai  $\rho = 0,0067$

$A_s_{\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b_w \cdot d$

$$= 0,0067 \times 500 \times 636 = 2130,6 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan **6 D 22** ( $A_s = 2280,79 \text{ mm}^2$ )

### Perhitungan tulangan tekan

Persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{\text{bawah}} \geq 1/3 n_{\text{atas}}$
- $n_{\text{bawah}} \geq 1/3 \cdot 6$
- $n_{\text{bawah}} \geq 2$

ambil jumlah tulangan bawah = 3 buah

- $n_{bawah} \geq 2$

Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **3 D 22 (  $A_s' = 1140.4 \text{ mm}^2$  )**

### Kontrol Kekuatan

$$\rho = \frac{\frac{A_s}{b_w \times d}}{= \frac{2280.8}{500 \times 636}} = 0,0072$$

$$a = \frac{\frac{As \cdot ada \cdot f_y}{0.85 \times bx \cdot f'_c}}{= \frac{2280.8 \times 420}{0.85 \times 500 \times 30}} = 75.13$$

$$\begin{aligned} \varnothing M_n &= \varnothing \times A_s \times f_y \times (d-a/2) \\ &= 0.8 \times 2280.8 \times 420 \times (636 - 87.65/2) \\ &= 453812600.6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\varnothing M_n > M_u = 453812600.6 \text{ Nmm} > 431477042 \text{ Nmm..OK}$$

Hasil dari penulangan yang dilakukan baik terhadap momen negatif maupun momen positif di tumpuan adalah sebagai berikut,

❖ Akibat momen negatif

Tulangan atas = 7D22 ( $A_s = 2660.93 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah = 3D22 ( $A_s = 1140.4 \text{ mm}^2$ )

❖ Akibat momen positif

Tulangan atas = 6D22 ( $A_s = 2280.8 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah = 3D22 ( $A_s = 1140.4 \text{ mm}^2$ )

### Cek Momen Nominal Tulangan Terpasang

Pengecekan momen nominal tulangan terpasang dilakukan terhadap momen positif dan momen negatif pada tumpuan. Cek ini bertujuan untuk mengetahui apakah momen nominal yang dihasilkan oleh tulangan tersebut mampu memikul momen yang terjadi pada balok.

- Akibat momen negatif**

Pertama – tama dicari nilai  $f'_s$  dari tulangan terpasang berdasarkan momen negatif, yaitu

$$\varepsilon'_s = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c ; c = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

Substitusi

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \left( \begin{array}{l} \frac{a/\beta_1 - d'}{a/\beta_1} \times \varepsilon_c \\ \end{array} \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{2660,93 \times 420 - 1140,4 \left( \begin{array}{l} \frac{a/0,85 - 64}{a/0,85} \times 0,003 \\ \end{array} \right) \times 2 \cdot 10^5}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$0 = a^2 - 33,99a - 2919,4$$

$$a = 73,63 \text{ mm}$$

Masukkan nilai  $a$  awal,

$$c = \frac{73,63}{0,85} = 86,62$$

$$\varepsilon'_s = \frac{86,62 - 64}{86,62} \times 0,003 = 0,000783$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{420}{2 \times 10^5} = 0,0021$$

$\varepsilon'_s < \varepsilon_s$ , ( tulangan tekan belum leleh, pakai  $f'_s$  )

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$f'_s = 0,000783 \times 2 \times 10^5 = 156.6 \text{ MPa}$$

Mencari nilai a sebenarnya

$$a = \frac{(A_s \times f_y) - (A'_s \times f'_s)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$\frac{(2660.93 \times 420) - (1140.4 \times 156.6)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 73.64 \text{ mm}$$

$$Mn = (A_s \times f_y - A'_{s'} \times f'_{s'}) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + (A'_{s'} \times f'_{s'} \times (d - d'))$$

$$= (2660.93 \times 420 - 1140.4 \times 156.6) \times \left( 636 - \frac{73.64}{2} \right) +$$

$$(1140.4 \times 156.6 \times (636 - 64))$$

$$= 664783950.8 \text{ Nmm} = 66.47 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0,8 \times (66.47 \times 10^7) \geq 46.47 \times 10^7$$

$$= 53.18 \times 10^7 > 46.47 \times 10^7 \dots \text{OK!!!}$$

- Akibat momen positif**

Pertama – tama dicari nilai  $f'_s$  dari tulangan terpasang berdasarkan momen negatif, yaitu

$$\varepsilon'_s = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c ; c = \frac{\alpha}{\beta}$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

Substitusi

$$a = \frac{\left(A_s \times f_y\right) - \left(A'_s \times f'_s\right)}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times \left( \frac{\frac{a/\beta_1 - d'}{a/\beta_1} \times \varepsilon_c}{0,85} \right) \times E_s}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{2280.8 \times 420 - 1140.4 \left\{ \left( \frac{\frac{a/0.85 - 64}{a/0.85} \times 0,003}{0,85} \right) \times 2.10^5 \right\}}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$0 = a^2 - 21.48a - 2919.4$$

$$a = 65.82 \text{ mm}$$

$$a = -44.35$$

Masukkan nilai  $a$  awal,

$$c = \frac{65.82}{0,85} = 77.43$$

$$\varepsilon'_s = 77.43 \times 0,003 = 0,00052$$

$$\varepsilon_s = \frac{F_y}{E_s} = \frac{420}{2 \times 10^5} = 0,0021$$

$$\varepsilon'_s < \varepsilon_s, (\text{ tulangan tekan belum leleh, pakai } f'_s)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$f'_s = 0,00052 \times 2 \times 10^5 = 104.1 \text{ MPa}$$

Mencari nilai  $a$  sebenarnya

$$a = \frac{\left(A_s \times f_y\right) - \left(A'_s \times f'_s\right)}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$\frac{(2280.8 \times 420) - (1140.4 \times 104.1)}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 65.82 \text{ mm}$$

$$Mn = \left( A_s \times f_y - A_{s'} \times f'_{s'} \right) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + \left( A_{s'} \times f'_{s'} \times (d - d') \right)$$

$$= (2280.8 \times 420 - 1140.4 \times 104.1) \times \left( 636 - \frac{65.82}{2} \right) +$$

$$(1140.4 \times 104.1 \times (636 - 64))$$

$$= 574030753 \text{ Nmm} = 57.40 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$0,8 \times (57.40 \times 10^7) \geq 43.13 \times 10^7$$

$$= 45.92 \times 10^7 > 43.13 \times 10^7 \dots \text{OK!!!}$$

Dari perhitungan penulangan pada balok induk melintang eksterior diatas, maka jumlah tulangan tumpuan yang terpasang merupakan jumlah terbesar yang dihasilkan dari masing – masing nilai momen diatas maka,

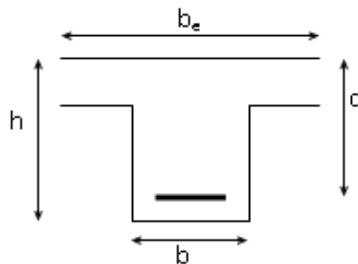
Tulangan atas = **7D22** ( $A_s = 2660.93 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bawah = **3D22** ( $A_s = 1140.40 \text{ mm}^2$ )

### c. Penulangan Lapangan Balok Induk

Penulangan lentur lapangan didasarkan pada nilai momen yang terjadi di daerah lapangan. Besar momen lapangan yang terjadi di bagian balok melintang interior ialah sebesar  $M_u = 46692074.16 \text{ Nmm}$ .

Sebelum kita lakukan analisa desain perencanaan untuk tulangan lapangan perlu dilakukan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan perumusan sebagai berikut :



**Gambar 7.12** Daerah Efektif Sayap Balok T

Lebar efektif ( $b_e$ ) :

- $b_e \leq \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ cm}$
- $b_e \leq bw + 16t = 50 + 16 \times 12 = 242 \text{ cm}$
- $b_e \leq \frac{1}{2} x (L_b - bw) = \frac{1}{2} x (700 - 50) = 325$

Digunakan  $b_e = 175 \text{ cm}$

$$M_{\text{perlu}} = Mu/0.8 = 46692074.16 /0.8 = 58365092.7 \text{ Nmm}$$

$$d = 636 \text{ mm}$$

$$C = T = 0.85 \times f'c \times a \times b_{\text{eff}}$$

$$M_n = Mu/\emptyset$$

$$M_n = C \times (d - \frac{1}{2}a)$$

$$M_n = 0.85 \times f'c \times a \times b_{\text{eff}} \times (d - \frac{1}{2}a)$$

$$58365092.7 = 0.85 \times 30 \times a \times 1750 \times (636 - \frac{1}{2}a)$$

$$58365092.7 = 44625a \times (636 - \frac{1}{2}a)$$

$$58365092.7 = 28381500a - 22312.5a^2$$

$$a^2 - 1272a + 2615,802 = 0$$

$$a_1 = 1269.1 \text{ mm} \text{ dan } a_2 = 2.059 \text{ mm}$$

$$T = As \times F_y$$

$$T = 0.85 \times f'c \times a \times b_{\text{eff}}$$

$$T = 0.85 \times 30 \times 2,059 \times 1750$$

$$T = 932662.5$$

$$91882.875 = As \times F_y$$

$$91882.875 = \rho \times b \times d \times f_y$$

$$\rho = 91882.875 / (300 \times 636 \times 420) = 0,00114$$

$\rho < \rho_{min}$  digunakan  $\rho_{min}$

$$AS_{perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0033 \times 500 \times 636 = 1049.4 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan **4 D 22 (As = 1520.5 mm<sup>2</sup>)**

### Perhitungan tulangan tekan

Persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

- $n_{bawah} \geq 1/3 n_{atas}$   
 $n_{bawah} \geq 1/3 \cdot 4$   
 $n_{bawah} \geq 1.33$   
ambil jumlah tulangan bawah = 2 buah
- $n_{bawah} \geq 2$

Maka untuk tulangan tekan (tulangan bawah) dipasang tulangan sejumlah **2 D 22 (As' = 760.3 mm<sup>2</sup>)**

### Cek Momen Nominal tulangan terpasang :

$$a = \frac{\frac{A_s}{s} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b_w} = \frac{1520,5 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 50,08 \text{ mm}$$

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

$$= 1520,5 \times 420 \times \left(636 - \frac{50,08}{2}\right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 39.01 \times 10^7 \text{ Nmm} \\
 \text{ØM}_n &= 0.8 \times 39.01 \times 10^7 \\
 &= 31,21 \times 10^7 \text{ Nmm} > 27196608 \text{ Nmm.....OK}
 \end{aligned}$$

#### d. Penulangan Geser dan Torsi

Sesuai peraturan SNI 03-2847-2013 bab 11 mengenai geser dan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengukuti kaidah berikut ini :

Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.1})$$

Dengan  $V_u$  merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan  $V_n$  merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

$V_u$  = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau

$\Phi$  = Faktor reduksi geser ( 0.75 )

$V_n$  = Kuat Geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat Geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\Phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Dimana :

$T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_{umin}$ )

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton

$A_o$  = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser,  $\text{mm}^2$

- At = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan punter  
 = dalam daerah sejarak s, mm<sup>2</sup>  
 Fyv = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa  
 s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel  
 = dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1) pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor Tu kurang dari :

$$\phi 0,33 A_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana :

- Ø = Faktor reduksi kekuatan  
 Fc' = Kuat tekan beton, Mpa  
 Acp = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton,  
 = mm<sup>2</sup>  
 Pcp = Keliling luar penampang beton, mm<sup>2</sup>

### Perhitungan Penulangan Torsi

Data perencanaan :

- Dimensi Balok Induk = 500/700 mm  
 Tu = 57305.31 Nmm

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{3} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$57305.31 < 0,75 \frac{\sqrt{30}}{3} \left( \frac{(500 \times 700))^2}{(500 + 700) \times 2} \right)$$

$$57305.31 \text{ Nmm} < 69891680.51 \text{ Nmm}$$

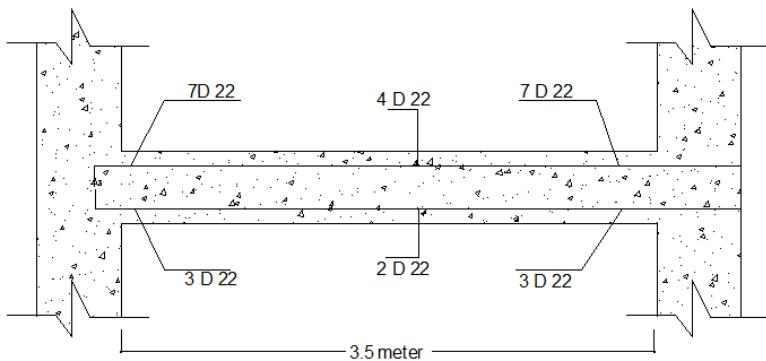
Dengan demikian Tulangan Torsi diabaikan dan hanya dilakukan perhitungan terhadap geser.

### **Penulangan Geser Balok Balok Induk Eksterior 3.5 meter**

Penulangan geser balok induk didasarkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 dimana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perencanaan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan yang ada sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3.

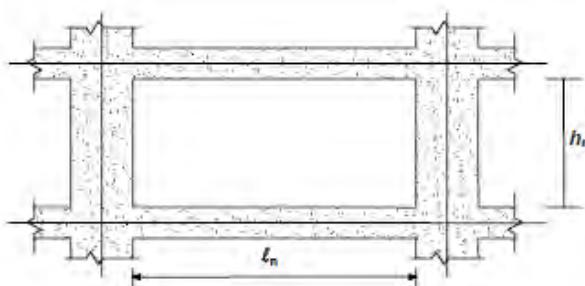
- Jumlah gaya lintang yang terjadi akibat termobilisasi kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa dimana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali lipat nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahan gempa.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan penulangan tumpuan dan lapangan untuk balok dengan bentang 7 meter digambarkan dalam gambar 7.9 berikut ini



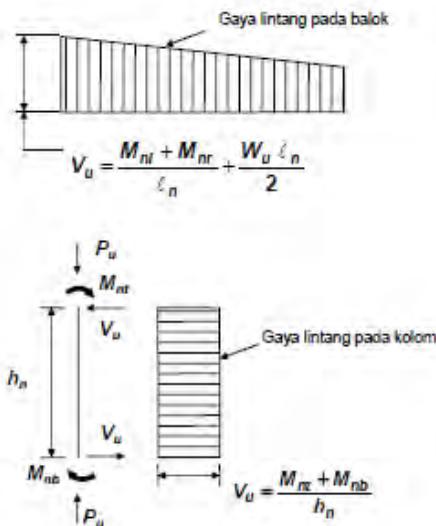
**Gambar 7.13** Penulangan balok bentang 3,5 meter

Perumusan untuk mencari gaya lintang rencana  $V_u$  sebagai berikut, berdasarkan SNI 03-2847- 2013 Pasal 21.3.3 :



$$M_{nl} \leftarrow \begin{matrix} -W_u = 1,2 D + 1,0 L \\ M_{nr} \end{matrix}$$

$M_{nl}$        $V_u$        $\ell_n$        $V_u$        $M_{nr}$



**Gambar 7.14** Gaya lintang rencana pada struktur (SNI)

Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok

$$V_u = \frac{Mn_1 + Mn_2}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Dari persyaratan yang telah ditetapkan di atas maka besarnya gaya geser rencana dilakukan dengan membandingkan nilai momen nominal ujung balok (pada muka kolom) ditambah dengan gaya geser beban gravitasi berfaktor.

### Perhitungan Penulangan Geser Balok Induk Bentang 7 meter

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama ialah sebagai berikut :

$$M_{nA} = M_{nB} = 664783950.8 \text{ Nmm} = 664.78 \text{ kNm}$$

$$l_n = 3.5 \text{ m}$$

$$W_u = 19.13 \text{ kN} \text{ (dengan kombo 1,2D+1,6L)}$$

$$V_u = \frac{664.78 + 664.78}{3.5} + \frac{19.13 \times 3.5}{2} = 415.35 \text{ kN}$$

Hasil dari SAP 2000 v14 dengan nilai  $V_u = 273.369 \text{ kN}$ , sehingga nilai  $V_u$  yang menentukan ialah  $415.35 \text{ kN}$

### Pemasangan sengkang daerah sendi plastis

Pemasangan tulangan geser memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton dengan perumusan sebesar :

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \frac{\sqrt{30}}{6} \times 500 \times 636 = 217719.72 \text{ N} = 217.719 \text{ kN}$$

Sisa besarnya gaya geser rencana yang lain dipikul oleh kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser. Besarnya gaya geser rencana yang dipikul oleh tulangan geser adalah sebesar

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{415.35}{0,75} - 290,293 \text{ N} = 263.51 \text{ kN}$$

$$V_s = 263.51 \text{ kN}$$

Rencanakan tulangan geser  $2\phi 13$  mm ( $A_v = 265.5 \text{ mm}^2$ )

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{263510} = 269.14 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 tidak boleh lebih dari :

- a)  $d/4 = 159 \text{ mm}$
- b) Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil  
 $8 \times 22 = 176 \text{ mm}$
- c) 24 kali diameter sengkang  
 $24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- d) 300 mm.

Maka jarak antar maksimum sengkang di daerah sendi plastis yang digunakan adalah = 150 mm.

Sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{150} = 472802.4 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0.75 \times 472802.4 \text{ N} = 403758,075 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 217.719 + 472.80 = 690.52 \text{ kN} > 415.35 \text{ kN}$$

Sengkang yang dipasang  $2\phi 13$  mm sejarak 150 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- $s_{\max}$  sepanjang sendi plasts di ujung balok  $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

Kontrol kuat geser balok induk exterior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.9

$$V_s \text{max} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f'_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 636 \times \sqrt{30} \\ = 1161171.822 \text{ N} = 1161.2 \text{ kN}$$

$$1161.2 \text{ kN} > 472.8 \text{ kN} \dots \text{(OK)}$$

Sehingga sengkang 2φ13 - 150 dapat digunakan

### Pemasangan sengkang di luar daerah sendi plastis

Pemasangan tulangan sengkang di luar daerah sendi plastis dimulai dari 1400 mm dari ujung balok dimana gaya geser yang digunakan merupakan gaya geser dari hasil analisa struktur dengan besar beban gempa dan memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton.

$$V_u \text{ (dari aplikasi SAP)} = 273.369 \text{ kN}$$

Pemasangan tulangan geser) memperhitungkan pula kuat geser yang disumbangkan oleh beton dengan perumusan sebesar :

$$\phi V_c = \phi \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0,75 \frac{\sqrt{30}}{6} \times 500 \times 636 = 217719 \text{ N} = 217.719 \text{ kN kN}$$

$$V_u > \phi V_c$$

Digunakan tulangan geser minimum.

Digunakan tulangan 2φ13

$$V_s \text{ min} = 1/3 \times b_w \times d = 1/3 \times 500 \times 636 = 106000 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \times A_s \\ A_v = 265.5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{106000} = 669.1 \text{ mm}$$

Syarat pemasangan jarak antar sengkang untuk daerah sendi plastis berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.3 tidak boleh lebih dari :

- a)  $d/4 = 159 \text{ mm}$
- b) Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil  
 $8 \times 22 = 176 \text{ mm}$
- c) 24 kali diameter sengkang  
 $24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
- d) 300 mm.

Atau diambil nilai sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.3 mengenai batas spasi tulangan geser minimum

$$s = \frac{d}{2} = \frac{636}{2} = 318 \text{ mm}$$

Maka jarak antar sengkang di daerah sendi plastis  $s = 250 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$  (OK).

Sehingga nilai kuat geser diperoleh sebagai berikut :

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{265.5 \times 420 \times 636}{250} = 283681.44 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 283681.44 \text{ N} = 212761.1 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 217.719 + 212.761 = 430.48 \text{ kN} > 273.369 \text{ kN}$$

Sengkang yang dipasang  $2\phi 13 \text{ mm}$  sejarak 250 mm dengan ketentuan dan syarat sebagai berikut mengacu pada SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.4.2 sebagai berikut :

- $s_{max}$  sepanjang sendi plasts di ujung balok  $2h = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$
- Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan

Kontrol kuat geser balok induk exterior tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.9

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \times b_w \times d \times \sqrt{f_c} = \frac{2}{3} \times 500 \times 636 \times \sqrt{30} \\ = 1161171.822 \text{ N} = 1161.2 \text{ kN}$$

$1161.2 \text{ kN} > 283.6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{(OK)}$

Sehingga sengkang  $2\phi 13 - 250$  dapat digunakan

#### e. Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{min}$ .

#### f. Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian hingga untuk membatasi retak lentur yang terjadi, bila tegangan leleh rencana

fy untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dipropsorsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} \text{ SNI 03-2847-2013 pasal 10.6.4}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang didalam ruangan  
 $f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja,  $f_s$  dapat diambil 0,6  $f_y$

$$f_s = 0,6 \times 420 \text{ Mpa} = 252 \text{ Mpa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan ( decking +  $\frac{1}{2}$  jari-jari tulangan )

$$d_c = 40 + 13 + \frac{1}{2}(22) = 64 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton ditarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan ( pada hal ini diambil selebar 1 m ) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1 m tersebut.

### Untuk Daerah Tumpuan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,064 \times 0,50}{5} = 0,0128 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,056 \times 0,0122} \\ = 7,21 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

### Untuk Daerah Lapangan

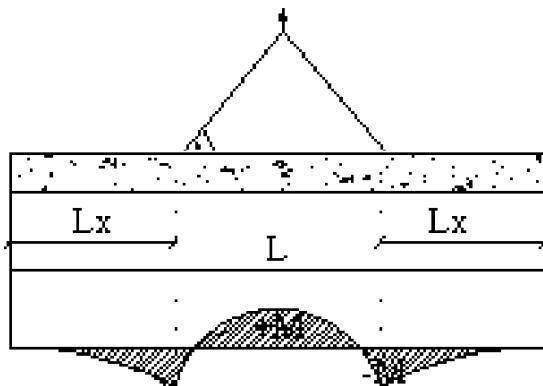
$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 0,064 \times 0,50}{4} = 0,016 \text{ m}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt{d_c \times A} = 252 \times \sqrt{0,064 \times 0,016} \\ = 8,064 \text{ MN/m} \leq 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{Ok}$$

### g. Pengangkatan Elemen Balok Induk

Balok induk dibuat secara pracetak dipabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu

proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 7.15** Momen Saat Pengangkatan Balok

Dimana :

$$+ M = \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)$$

$$- M = \frac{WX^2 L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right)} \right)}$$

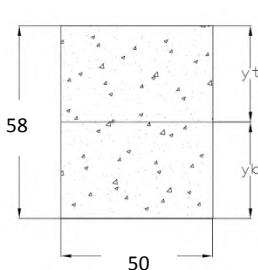
Kondisi sebelum komposit :

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$L = 7 \text{ meter}$$

Perhitungan :



$$Y_t = Y_b = \frac{(70 - 12)}{2} = 29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 50 \times 58^3 = 812966.67 \text{ cm}^4$$

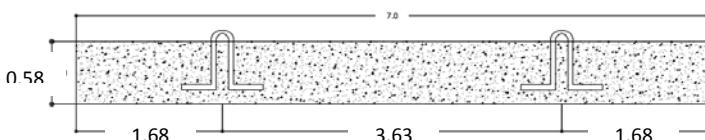
$$Y_c = Y_t + 5 = 34 \text{ cm}$$

$$Y_c = 34 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 34}{700 \times \tan 45^\circ}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{29}{29} \left( 1 + \frac{4 \times 34}{700 \times \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0,241$$

$$X \times L = 0,241 \times 700 = 168.46 \text{ cm} = 1,685 \text{ m}$$

$$L - 2(XL) = 7 - 2(1,685) = 3,63 \text{ m}$$



**Gambar 7.16** Letak Titik Pengangkatan

### Data data profil baja

Panjang Tekuk = 388,8 cm

Mutu Baja BJ 36

Profil WF 100 x 100 x 6 x 8 dengan data -data :

$$A = 21,9 \text{ cm}^2 \quad i_s = 4,18 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,47 \text{ cm} \quad w = 17,2 \text{ kg/m}$$

### Pembebanan

$$\text{Balok } (0,50 \times 0,58 \times 7,00 \times 2400) = 4872 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Balok Profil} = 17,2 \times 7 & = & 120,4 \text{ kg} \\ & & \hline & & 4992,4 \text{ kg} \end{array}$$

$$T \sin \varnothing = P = \frac{1,2 \times k \times Wt}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 4992,4}{2} = 3594,53 \text{ kg}$$

$$T = \frac{3594,53}{\sin 45} = 5083,43 \text{ kg}$$

### Tulangan Angkat Balok Melintang

$$P_u = 5083,43 \text{ kg}$$

Menurut PBBI pasal 2.2.2. tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 420 \text{ Mpa}$  adalah  $f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = 4200/1,5 = 2800 \text{ kg/m}^2$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{5083,43}{2800 \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,76 \text{ cm}$$

Maka Digunakan Tulangan  $\varnothing 13 \text{ mm}$

### Momen Yang Terjadi

- **Pembebanan**

$$\begin{aligned} \text{Balok } (0,50 \times 0,58 \times 2400) &= 696 \text{ kg/m} \\ \text{Balok profil 17,2} &\quad = 17,2 \text{ kg/m} \\ &\quad \underline{\quad 713,2 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Dalam upaya untuk mengatasi beban kejut akibat pengangkatan, momen pengangkatan dikalikan dengan faktor akibat pengangkatan sebesar 1,2 sebagai berikut ini :

- **Momen Lapangan**

$$\begin{aligned} +M &= \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan \theta} \right) \\ +M &= \left( \frac{713,2 \times 7^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,241 + \frac{4 \times 0,34}{7 \times \tan 45} \right) \right) \times 1,2 \end{aligned}$$

$$= 1207,16 \text{ kgm}$$

- **Tegangan yang terjadi**

$$\begin{aligned} f &= \frac{M}{Wt} = \frac{1207,16 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 500 \times 580^2} \\ &= 0,43 \text{ Mpa} \leq f_r = 0,7 \sqrt{f_c} = 3,83 \text{ Mpa} \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

- **Momen Tumpuan**

$$\begin{aligned} -M &= \frac{WX^2L^2}{2} \\ -M &= \left( \frac{713,2 \times 0,241^2 \times 7^2}{2} \right) \times 1,2 = 1217,85 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{1217.85 \times 10^4}{\frac{1}{6} \times 500 \times 580^2}$$

$$= 0,43 \text{ Mpa} \leq f'r = 0,7 \sqrt{fc'} = 3,83 \text{ Mpa} \dots \text{Ok}$$

Berdasarkan perhitungan momen diatas, didapatkan nilai  $f'$  akibat momen positif dan negatif berada dibawah nilai  $f'r_{ijin}$  usia beton 3 hari. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa balok anak tersebut aman dalam menerima tegangan akibat pengangkatan.

### 7.3 Perancangan Kolom

Perancangan kolom pada struktur gedung yang menggunakan Sistem Rangka Gedung yaitu sistem yang bukan merupakan SPBL maka desain kolom haruslah memenuhi pasal-pasal pada persyaratan SNI-03-2847-2013. Dalam perencanaan kolom ini sebagai contoh perhitungan diambil bentang yang mempunyai momen maksimum dari hasil analisa program SAP 2000.

#### Data Perencanaan

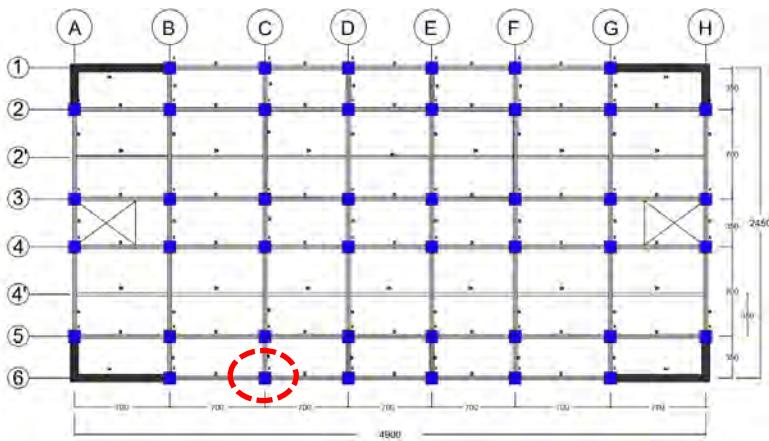
Adapun data-data perencanaan adalah sebagai berikut :

- Dimensi kolom = 800 x 800
- $fc'$  = 30 MPa
- $fy$  = 420 MPa
- Selimut beton = 40 mm (kolom)
- $d$  =  $800-40-12-0,5 \times 25 = 735,5$  mm
- Tulangan utama = D25 mm
- Sengkang = Ø13 mm
- L kolom = 4000 mm

### 7.3.1. Perhitungan Kolom Eksterior

#### **7.3.1.1. Penulangan Lentur Kolom Eksterior**

Dalam perhitungan ini, sebagai contoh perhitungan diambil kolom seperti yang tampak pada gambar 7.14 yang memiliki beban maksimum pada baris kolom eksterior.



**Gambar 7.17** Denah Kolom dan Pembalokan

Dari hasil analisa dengan menggunakan program bantu *SAP 2000* maka didapatkan gaya-gaya yang bekerja pada kolom yang direkap dalam tabel berikut ini :

**Tabel 7.1.** Gaya Aksial dan momen pada kolom eksterior

Kombinasi Beban	GAYA	
	Aksial (KN)	Momen (KNm)
Mati (D)	4508.84	6.76
Hidup (L)	381.97	0.667
Gempa E	106.62	240.11
1.4D	6312.38	9.47
1.2D + 1.6L	6021.76	60.48
DD + LL	4890.81	48.79
1,2D+L+Ex+0,3Ey	6251.85	143.42
1,2D+L+Ey+0,3Ex	6959.65	99.49
0,9D+Ex+0,3Ey	4517.22	277.9
0,9D+Ey+0,3Ex	5225.02	97.69
0.9D	4057.95	6.1

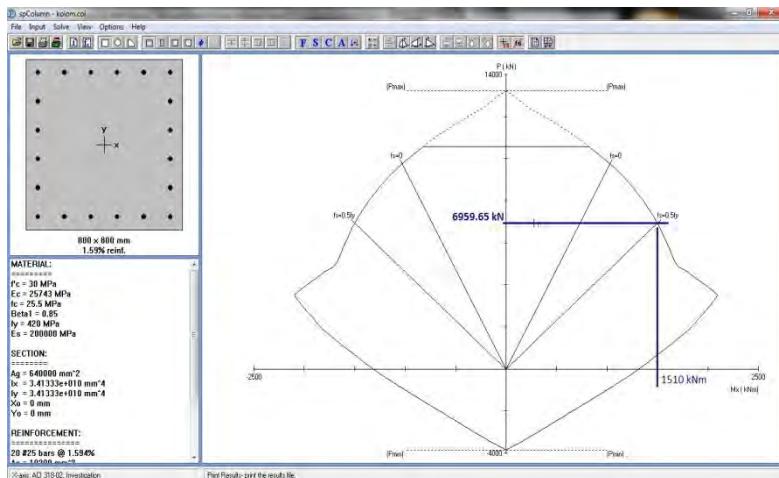
Sesuai dengan persyaratan pada SNI -03-2847 2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi  $Ag \times f_c / 10$ , harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial tekan terfaktor} &\leq Ag \times f_c / 10 \\ &\leq 800 \times 800 \times (30/10) \\ &\leq 1920000 \text{ N} = 1920 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil analisa dengan program bantu SAP 2000 didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 6959.65 kN. Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur telah melebihi  $Ag \times f_c / 10$ , maka detail pengekangan kolom harus sesuai dengan SNI 2847-03-2013 pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

Berdasarkan kombinasi pada **Tabel 7.1**, maka kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 20D25 ( $\rho = 1,594\%$ ) seperti pada hasil perhitungan program bantu *spColumn* pada **Gambar 7.18**. Kebutuhan  $\rho$  tersebut telah

memenuhi syarat SNI 03-2847-2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1% - 8%.



**Gambar 7.18** Diagram Interaksi untuk desain kolom eksterior

Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu spColumn, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio Tulangan Longitudinal = 1,594%
- Penulangan 20D25 =  $(As = 9817.477 \text{ mm}^2)$
- Ag =  $640000 \text{ mm}^2$
- I<sub>x</sub> =  $3,41 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- I<sub>y</sub> =  $3,41 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

### Kontrol Kapsitas Beban Aksial Kolom

Sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_{n \text{ max}} &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (640000 - 9817,47) + 420 \times 9817,47] \\ &= 10500355,8 N = 10500,355 kN > 6959,65 kN \dots OK\end{aligned}$$

Jadi, tulangan memanjang 20 D25 bisa digunakan

### 7.3.1.2. Penulangan Geser Kolom Eksterior

Luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana s harus sesuai dengan ketentuan *SNI 03-2847-2013pasal 21.6.4.4. – 21.6.4.5*

s diambil terkecil dari :

- $s \leq 6D = 6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $s \leq 150 \text{ mm}$

Diambil s = 100 mm

Perhitungan :

- $A_{sh} = 0,3 \frac{100(800-2 \times 40)30}{420} \left[ \left( \frac{640000}{(800-2 \times 40)} \right) - 1 \right]$   
 $= 361,9 \text{ mm}^2$
- $A_{sh} = 0,09 \frac{100(800-2 \times 40)30}{420}$   
 $= 462,86 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$

Maka dipakai **5Φ13-100 (As=663,66 mm<sup>2</sup>)**

Pengekang dipasang sepanjang lo dari hubungan balok kolom (*SNI 03-2847-2013pasal 21.6.4.1*) yaitu :

- $lo \geq h = 800 \text{ mm}$
- $lo \geq 1/6 \cdot ln = 1/6 \times (4000-700) = 550 \text{ mm}$

- $l_o \geq 450$  mm

Diambil  $l_o = 1200$  mm

### Tulangan transversal untuk geser

Gaya geser rencana  $V_e$  untuk kolom harus ditentukan menggunakan gaya-gaya pada muka hubungan balok kolom, yaitu momen maksimum  $M_{pr}$ . Hasil ini tidak boleh kurang dari  $V_u$  hasil dari analisa struktur.

Secara konservatif  $M_{pr}$  ditentukan sebesar momen balance dari diagram interaksi pada **Gambar 7.7**.

$$M_{pr} = 1510 \text{ KNm}$$

Kuat Geser di Ujung Kolom :

Gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{\ln} = \frac{2 \times 1510}{(4000-700)/1000} = 915.15 \text{ KN}$$

$V_u$  hasil analisis struktur = 116.72 KN

$V_e > V_u$  analisa struktur ... **OK**

Kekuatan geser beton untuk komponen struktur yang kena beban aksial berlaku :

$$d = 800 - 40 - 13 - 0,5 \times 25 = 735,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1 + \frac{Nu}{14Ag} \left( \frac{\sqrt{f_{ci}}}{6} \right) bw \times d \\ &= 1 + \frac{6959.65}{14 \times 640000} \left( \frac{\sqrt{30}}{6} \right) 800 \times 735,5 \\ &= 361991.91 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 361991.91 \text{ N} = 271493.94 \text{ N} = 271.494 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} V_s \min &= 1/3 \times h \times d \\ &= 1/3 \times 800 \times 735,5 \\ &= 196133,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \max &= 1/3 \times f'_c \times h \times d \\ &= 1/3 \times 30 \times 800 \times 735,5 \\ &= 5884000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset(Vc + Vs \text{ min}) &= 0,75(361991,91 + 196133,3) \\ &= 418593,91 \text{ N} \\ \emptyset(Vc + Vs \text{ max}) &= 0,75(361991,91 + 5884000) \\ &= 4684493,93 \text{ N}\end{aligned}$$

**Cek keperluan tulangan geser :**

$$\emptyset(Vc + Vs \text{ min}) < Ve < \emptyset(Vc + Vs \text{ max})$$

Kuat geser yang disumbangkan tulangan geser (begel) :

$$\begin{aligned}\emptyset Vs \text{ perlu} &= Ve - \emptyset Vc \\ &= 915150 \text{ N} - 271493,94 \text{ N} \\ &= 643656,06 \text{ N}\end{aligned}$$

Bila dipasang tulangan sengkang  $\emptyset 13$ , maka :

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\emptyset Av \times fy \times d}{\emptyset Vs} = \frac{0,75 \times 265,46 \times 420 \times 735,5}{643656,06} = 81,4 \text{ mm}$$

spasi maksimum So sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.5.2, tidak boleh melebihi :

$$s \leq 8 \times D = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$s \leq 24 \times \emptyset = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{1}{2} \times bw = \frac{1}{2} \times 800 = 400 \text{ mm}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil  $s = 120 \text{ mm}$

Dipakai tulangan sengkang **2Ø13-200**

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan tulangan confinement (Ash),  $5\emptyset 13-100$ . Oleh karena kolom merupakan elemen non SPBL maka dipakai tulangan geser yang diakibatkan beban lentur saja. Maka dipakai tulangan sengkang **2Ø13-200**.

### 7.3.1.3. Panjang Lewatan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang

ditetukan dari SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3. Panjang penyaluran batang ulir dan kawat ulir, yang dihitung dengan rumus :

$$ld = \left( \frac{fy}{1,1\lambda\sqrt{fc'}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left( \frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) db$$

Dimana :

$$\lambda = 1,0$$

$$\Psi_t = 1,0$$

$$\Psi_e = 1,0$$

$$\Psi_s = 1,0$$

Nilai  $\left( \frac{Cb + Ktr}{db} \right)$  tidak boleh melebihi 2,5  $\rightarrow$  dipakai 2,5

$$ld = \left( \frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{fc'}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) 25$$

$$= 697,1 \text{ mm}$$

Panjang lewatan =  $1,3 \times ld$  (SNI 03-2847-201X ps. 12.15.1)

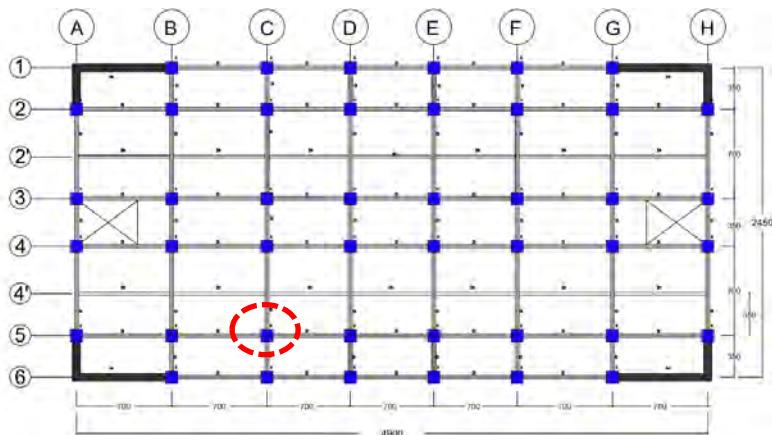
$$= 1,3 \times 697,1 \text{ mm}$$

$$= 906,23 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$$

### 7.3.2. Perhitungan Kolom Interior

#### 7.3.1.1. Penulangan Lentur Kolom Interior

Dalam perhitungan ini, sebagai contoh perhitungan diambil kolom seperti yang tampak pada gambar 7.19 yang memiliki beban maksimum pada baris kolom eksterior.



**Gambar 7.19** Denah Kolom dan Pembalokan

Dari hasil analisa dengan menggunakan program bantu *SAP 2000* maka didapatkan gaya gaya yang bekerja pada kolom yang direkap dalam tabel berikut ini :

**Tabel 7.2.** Gaya Aksial dan momen pada kolom interior

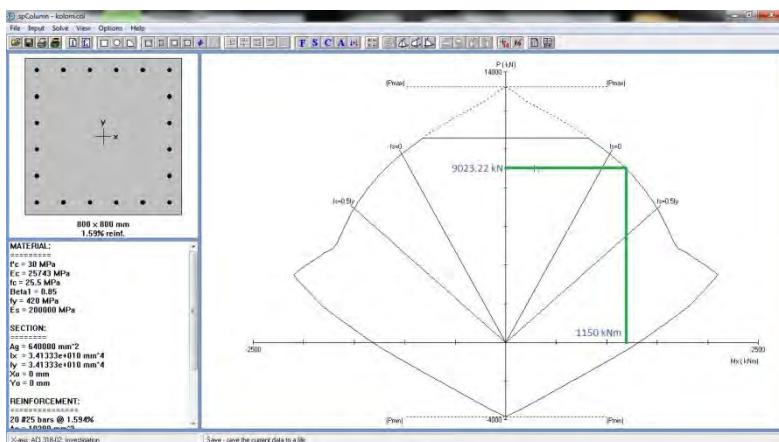
Kombinasi Beban	GAYA	
	Aksial (KN)	Momen (KNm)
Mati (D)	6445.162	4.2
Hidup (L)	612.43	0.43
Gempa E	334.76	8.58
1.4D	9023.22	3.176
1.2D + 1.6L	8714.1	5.75
DD + LL	7057.59	4.65
1,2D+L+Ex+0,3Ey	8579.25	285.85
1,2D+L+Ey+0,3Ex	8870.311	99.51
0,9D+Ex+0,3Ey	6033.277	284.85
0,9D+Ey+0,3Ex	6234.33	98.52
0.9D	5800.65	3.78

Sesuai dengan persyaratan pada SNI -03-2847 2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi  $A_g \cdot f'_c / 10$ , harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial tekan terfaktor} &\leq A_g \times f'_c / 10 \\ &\leq 800 \times 800 \times (30/10) \\ &\leq 1920000 \text{ N} = 1920 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil analisa dengan program bantu SAP 2000 didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 9023.22 kN. Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur telah melebihi  $A_g \times f'_c / 10$ , maka detail pengekangan kolom harus sesuai dengan SNI 2847-03-2013 pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

Berdasarkan kombinasi pada **Tabel 7.2**, maka kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 20D25 ( $\rho = 1,594\%$ ) seperti pada hasil perhitungan program bantu spColumn pada **Gambar 7.20**. Kebutuhan  $\rho$  tersebut telah memenuhi syarat SNI 03-2847-2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1% - 8%.



### Gambar 7.20 Diagram Interaksi untuk desain kolom eksterior

Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu spColumn, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio Tulangan Longitudinal = 1,594%
- Penulangan 20D25 = ( $A_s = 9817.477 \text{ mm}^2$ )
- $A_g$  = 640000  $\text{mm}^2$
- $I_x$  =  $3,41 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- $I_y$  =  $3,41 \times 10^{10} \text{ mm}^4$

### Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (640000 - 9817.47) + 420 \times 9817.47] \\ &= 10500355.8 \text{ N} = 10500,355 \text{ kN} > 9023.22 \text{ kN} \dots \text{OK}\end{aligned}$$

Jadi, tulangan memanjang 20 D25 bisa digunakan

#### 7.3.1.2. Penulangan Geser Kolom Eksterior

Luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_y t} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_y t}$$

Dimana s harus sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4. – 21.6.4.5

s diambil terkecil dari :

- $s \leq 6D = 6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $s \leq 150 \text{ mm}$

Diambil s = 100 mm

Perhitungan :

- $A_{sh} = 0,3 \frac{100(800-2x40)30}{420} \left[ \left( \frac{640000}{(800-2x40)} \right) - 1 \right]$   
 $= 361,9 \text{ mm}^2$
- $A_{sh} = 0,09 \frac{100(800-2x40)30}{420}$   
 $= 462,86 \text{ mm}^2$  (menentukan)

Maka dipakai **5Φ13-100 (As=663.66 mm<sup>2</sup>)**

Pengekang dipasang sepanjang  $l_o$  dari hubungan balok kolom (SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1) yaitu :

- $l_o \geq h = 800 \text{ mm}$
- $l_o \geq 1/6.l_n = 1/6 \times (4000-700) = 550 \text{ mm}$
- $l_o \geq 450 \text{ mm}$

Diambil  **$l_o = 1200 \text{ mm}$**

### Tulangan transversal untuk geser

Gaya geser rencana  $V_e$  untuk kolom harus ditentukan menggunakan gaya-gaya pada muka hubungan balok kolom , yaitu momen maksimum  $M_{pr}$ . Hasil ini tidak boleh kurang dari  $V_u$  hasil dari analisa struktur.

Secara konservatif  $M_{pr}$  ditentukan sebesar momen balance dari diagram interaksi pada **Gambar 7.17**

$$M_{pr} = 1150 \text{ KNm}$$

Kuat Geser di Ujung Kolom :

Gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur (SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.2.2) :

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 1150}{(4000-700)/1000} = 696.96 \text{ KN}$$

$V_u$  hasil analisis struktur = 119.7 KN

$V_e > V_u$  analisa struktur ... **OK**

Kekuatan geser beton untuk komponen struktur yang kena beban aksial berlaku :

$$d = 800 - 40 - 13 - 0,5 \times 25 = 735,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1 + \frac{Nu}{14Ag} \left( \frac{\sqrt{fc}}{6} \right) bw \times d \\ &= 1 + \frac{9023.22}{14 \times 640000} \left( \frac{\sqrt{30}}{6} \right) 800 \times 735,5 \\ &= 541923 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 541923 \text{ N} = 406442.37 \text{ N} = 406.44 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 \times h \times d \\ &= 1/3 \times 800 \times 735,5 \\ &= 196133,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= 1/3 \times f_c' \times h \times d \\ &= 1/3 \times 30 \times 800 \times 735,5 \\ &= 5884000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset(V_c + V_s \text{ min}) &= 0,75(406442.37 + 196133,3) \\ &= 451932 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset(V_c + V_s \text{ max}) &= 0,75(406442.37 + 5884000) \\ &= 4717831.778 \text{ N} \end{aligned}$$

### Cek keperluan tulangan geser :

$$\emptyset(V_c + V_s \text{ min}) < V_e < \emptyset(V_c + V_s \text{ max})$$

Kuat geser yang disumbangkan tulangan geser (begel) :

$$\begin{aligned} \emptyset V_s \text{ perlu} &= V_e - \emptyset V_c \\ &= 696960 \text{ N} - 406440 \text{ N} \\ &= 290520 \text{ N} \end{aligned}$$

Bila dipasang tulangan sengkang  $\emptyset 12$ , maka :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\emptyset A_v \times f_y \times d}{\emptyset V_s} = \frac{0,75 \times 265.46 \times 420 \times 735,5}{290520} = 180.3 \text{ mm}$$

spasi maksimum So sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 21.3.5.2, tidak boleh melebihi :

$$s \leq 8 \times D = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$s \leq 24 \times \emptyset = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{1}{2} \times bw = \frac{1}{2} \times 800 = 400 \text{ mm}$$

$$s \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil  $s = 200 \text{ mm}$

Dipakai tulangan sengkang **2Ø13-200**.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan tulangan confinement (Ash), 5Ø12-100. Oleh karena kolom merupakan elemen non SPBL maka dipakai tulangan geser yang diakibatkan beban lentur saja. Maka dipakai tulangan sengkang **2Ø13-200**.

### 7.3.1.3. Panjang Lewatan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan dari SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3. Panjang penyaluran batang ulir dan kawat ulir, yang dihitung dengan rumus :

$$ld = \left( \frac{fy}{1,1\lambda\sqrt{fc'}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left( \frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) db$$

Dimana :

$$\lambda = 1,0$$

$$\Psi_t = 1,0$$

$$\Psi_e = 1,0$$

$$\Psi_s = 1,0$$

Nilai  $\left( \frac{Cb + Ktr}{db} \right)$  tidak boleh melebihi 2,5  $\rightarrow$  dipakai 2,5

$$ld = \left( \frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{fc'}} \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) 25 \\ = 697,1 \text{ mm}$$

Panjang lewatan =  $1,3 \times ld$  (SNI 03-2847-2013 pasal. 12.15.1)

$$\begin{aligned}
 &= 1,3 \times 697,1 \text{ mm} \\
 &= 906,23 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

## 7.4 Perancangan Dinding Struktural

Dinding geser (*Shearwall*) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen momen yang terjadi akibat gaya lateral. Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertikal dan dalam menyediakan tahanan lateral, dinding geser menerima tekuk maupun geser. Untuk dinding seperti itu, geser maksimum  $V_u$  dan momen maksimum  $M_u$  terjadi pada dasar dinding. Jika tegangan lentur diperhitungkan, besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial  $N_u$  (kombinasi aksial lentur). Dalam struktur bangunan ini dipakai model section dinding geser tipe L dengan tebal 45 cm. sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser L lantai 1 karena berdasarkan hasil analisa SAP 2000 mempunyai gaya paling maksimum.

Data perencanaan adalah sebagai berikut :

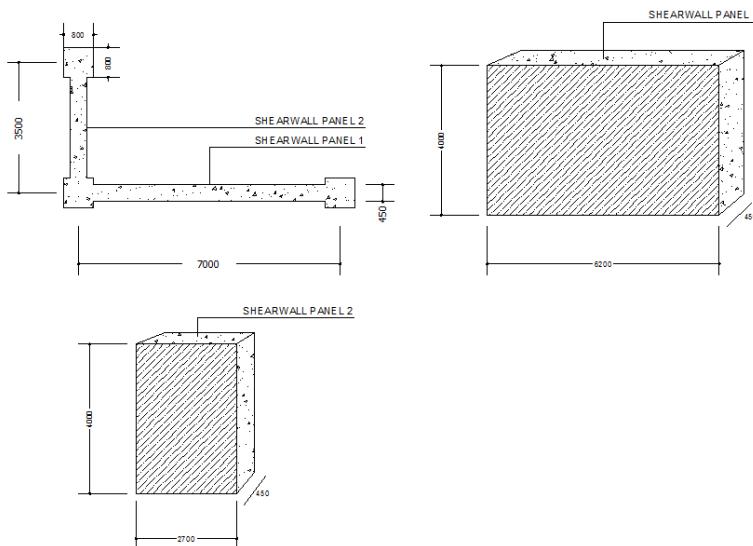
Mutu beton ( $f_c'$ )	= 30 MPa
Mutu Baja ( $f_y$ )	= 420 MPa
Tebal dinding geser	= 45 cm
Bentang shearwall	= 7 m dari sumbu ke sumbu arah X = 3.5 m dari sumbu ke sumbu arah Y
Tinggi shearwall	= 48 m ( keseluruhan )
Tebal selimut beton	= 40 mm

### 7.4.1. Penulangan Geser Dinding Struktural Tipe L

Perhitungan penulangan geser yang ditinjau dalam perencanaan ini sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser L lantai 1 seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 7.21**. Denah penempatan Shearwall. Sementara untuk gaya maksimum yang terjadi pada sherwall akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa diperoleh dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000. Berikut disajikan gambar denah dan tabel gaya maksimum pada shearwall dibawah ini :



Gambar 7.21 Denah Penempatan Shearwall



### Gambar 7.22 Permodelan Panel Shearwall

**Tabel 7.3** Beban kombinasi yang dipikul shearwall L panel 1 lantai 1

Kombinasi	Aksial (KN)	Momen (KNm)	Geser (KN)
1,2D+L+Ex+0,3Ey	1971.687	747.92	5660.10
1,2D+L+Ey+0,3Ex	2108.424	642.118	4917.1

#### 7.4.1.1. Gaya Geser Rencana

Pada dinding struktur sedikitnya harus digunakan 2 lapis tulangan bila gaya geser di dalam bidang diantara 2 komponen batas melebihi  $0,17\lambda \cdot Acv \cdot \sqrt{fc'}$ , dimana  $Acv$  adalah luasan netto yang dibatasi oleh tebal dan panjang penampang dinding (SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 :

#### Shearwall Panel 1

$$0,17\lambda \cdot Acv \cdot \sqrt{fc'} = 0,17 \times (6200 \times 450) \times \sqrt{30} = 2597848.1 \text{ N}$$

$$= 2597.85 \text{ KN}$$

$$Vu = 5660.10 \text{ KN} > 0,17\lambda \cdot Acv \cdot \sqrt{fc'} = 2597.85 \text{ KN}$$

Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 Jadi diperlukan 2 lapis tulangan pada dinding panel 1

#### Shearwall Panel 2

$$0,17\lambda \cdot Acv \cdot \sqrt{fc'} = 0,17 \times (2700 \times 450) \times \sqrt{30} = 1131320.94 \text{ N}$$

$$= 1131.32 \text{ KN}$$

$$Vu = 5660.10 \text{ KN} > 0,17\lambda \cdot Acv \cdot \sqrt{fc'} = 1131.32 \text{ KN}$$

Sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 Jadi diperlukan 2 lapis tulangan pada dinding panel 2

#### 7.4.1.2. Batas Kuat Geser Tiap Dinding Struktural

Sesuai SNI 03 2847 2013 pasal 21.9.2.1 Untuk dinding struktur rasio tulangan di arah vertikal dan horizontal harus diatur tidak boleh kurang dari 0,0025 dan  $s \leq 450$  mm. Sementara itu batas kuat geser DS sesuai pasal 21.9.4.4 SNI 2847 2013 adalah sebesar :

Dalam perencanaan ini diambil  $\phi = 0,90$

#### Segmen Dinding Vertikal Individu (Panel 1)

$$\begin{aligned} \phi 0,83 A_{cw} \sqrt{f'c} &= 0,90 \times 0,83 \times (6200 \times 450) \times \sqrt{30} \\ &= 11415250,14 \text{ N} = 11415 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser perlu} &= 5660,10 \text{ KN} < 11415 \text{ KN} \end{aligned}$$

#### Segmen Dinding Vertikal Individu (Panel 2)

$$\begin{aligned} \phi 0,83 A_{cw} \sqrt{f'c} &= 0,90 \times 0,83 \times (2700 \times 450) \times \sqrt{30} \\ &= 4971157,318 \text{ N} = 4971,25 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser perlu} &= 5660,10 \text{ KN} > 4971,25 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser perlu} &= 4971,25 \text{ KN} \end{aligned}$$

#### 7.4.1.3. Penulangan Geser Horizontal

Berdasarkan acuan pada SNI 03 2847 pasal 21.9.4.1, karena  $\frac{hw}{lw} = \frac{48}{6,2} = 7,74$  dimana nilainya lebih dari 2, maka kuat geser nominal  $V_n$  untuk DS tidak boleh lebih dari :

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$$

Dimana :

$\rho_t$  = rasio tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus  $A_{cv}$

$\alpha_c$  = 0,17 jika kondisinya adalah  $\frac{hw}{lw} > 2$

#### Segmen Dinding Panel 1

$$\frac{hw}{lw} = \frac{48}{6,2} = 7,74 > 2$$

Dengan memakai tulangan geser terpasang 2Ø19 ( $As=567.1 \text{ mm}^2$ ) dan  $s = 200 \text{ mm}$  maka akan memperoleh nilai  $\rho_t = 2 \times 567.1 / (450 \times 200) = 0,012 > 0,0025 \dots \text{OK}$

$$\begin{aligned}\varphi V_n &= 0,75 \times (6200 \times 450)[0,17\sqrt{30} + 0,012 \times 420] \\ &= 12494586,07 \text{ N} = 12494 \text{ KN} > 11415 \text{ KN} \dots \text{OK}\end{aligned}$$

Dipakai 2 lapis tulangan horizontal Ø19 mm dengan  $s = 200$ .

### **Segmen Dinding Panel 2**

$$\frac{hw}{lw} = \frac{48}{2,7} = 17,77 > 2$$

Dengan memakai tulangan geser terpasang 2Ø19 ( $As= 567.1 \text{ mm}^2$ ) dan  $s = 200 \text{ mm}$  maka akan memperoleh nilai  $\rho_t = 2 \times 567.1 / (450 \times 200) = 0,0126 > 0,0025 \dots \text{OK}$

$$\begin{aligned}\varphi V_n &= 0,75 \times (2700 \times 450)[0,17\sqrt{30} + 0,0126 \times 420] \\ &= 5670825 \text{ N} = 5670,825 \text{ KN} > 4971,25 \text{ KN} \dots \text{OK}\end{aligned}$$

Dipakai 2 lapis tulangan horizontal Ø19 mm dengan  $s = 200$ .

#### **7.4.1.4. Penulangan Geser Vertikal**

Bila  $hw/lw < 2$ , maka rasio tulangan vertikal ( $pl$ ) harus lebih dari  $\rho_t$  (SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.3). Mengingat  $hw/lw$  dari panel 1 dan 2 lebih besar dari 2 maka dipakai  $pl$  dipakai rasio tulangan minimum. Jadi tulangan vertikal perlu di dinding  $0,0025 \times 450 \times 1000 = 1125 \text{ mm}^2$ .

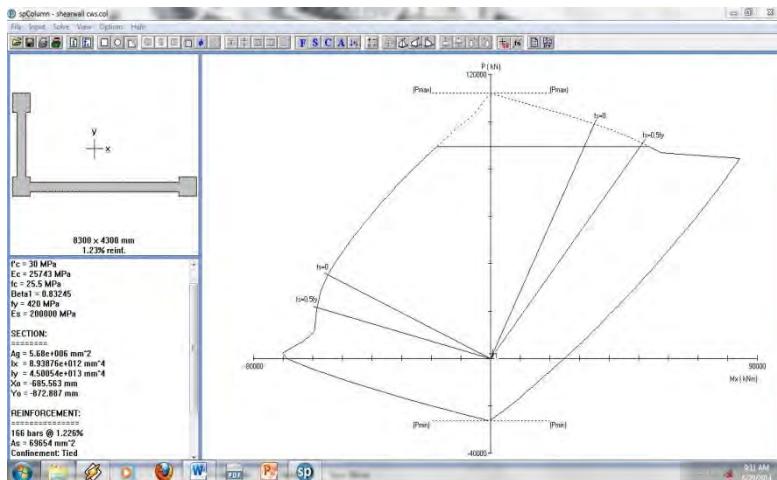
Bila dipakai 2 lapis tulangan Ø19 ( $As = 567.1 \text{ mm}^2$ ) dan  $s = 200 \text{ mm} < s$  diijinkan 450 mm. Maka  $pl = \frac{2 \times 567.1}{450 \times 200} = 0,0126 > 0,0025 \dots \text{OK}$ .

#### **7.4.1.5. Kontrol Elemen Batas**

Mengacu pada persyaratan SNI 03 2847 2013 Pasal 21.9.6.3, Elemen batas yang diperlukan jika kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall melebihi  $0,2fc'$ .

$$(0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}).$$

Dengan menggunakan program bantu SpColumn didapatkan diagram Interaksi hubungan P dan M yang disajikan dalam gambar 7.23 berikut :



**Gambar 7.23.** Diagram Interaksi desain kekuatan Shearwall tipe L (siku)

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0,2 \times fc'$$

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} = \frac{2.674 \times 10^{10}}{[(0,17 \times 420 \times 6200^2) + (0,17 \times 420 \times 2700^2)]}$$

$$+ \frac{2108424}{[420 \times 6200 + 420 \times 2700]}$$

$$= 8,75 \text{ MPa} > 6 \text{ MPa}$$

Pada SNI 03 2847 2013 pasal 21.9.6.2 menentukan Shearwall perlu elemen batas bila :

$$c > \frac{l_w}{600 \left( \frac{\delta u}{h_w} \right)} \quad \text{dalam hal ini } \frac{\delta u}{h_w} \text{ diambil } 0,007$$

$$c = \frac{6200}{600(0,007)} = 1476.19 \text{ mm}$$

dengan melihat hasil analisa SpColumn yang menyajikan diagram interaksi pada **Gambar 7.21** didapatkan :

$$\beta_1 = 0,85$$

$$As = 69654 \text{ mm}^2$$

Sehingga :

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f_{c'} \times b} = \frac{69654 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 1147.24 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1147.24}{0,85} = 1349.69 \text{ mm} < \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})}$$

maka Dinding Struktural tidak perlu elemen batas.

Namun dalam perencanaan tugas akhir ini, penulis tetap merencanakan dinding structural menggunakan elemen batas.

Karena elemen batas tetap direncanakan, maka sesuai dengan SNI 03 2847 2013 pasal 21.9.6.4 , elemen batas harus dipasang secara horizontal dari serat tekan terluar tidak kurang dari pada

**c - 0,1lw** dan **c/2**, sehingga :

$$c - 0,1lw = 1476.19 \text{ mm} - 0,1 \times 6200 = 856.19 \text{ mm}$$

$$c/2 = 1476.19/2 = 738.15 \text{ mm}$$

Jadi elemen batas harus dipasang minimal sejauh 860 mm.

#### 7.4.1.6. Tulangan Transversal pada Elemen Batas

a. Confinement 800x800 pada elemen batas

Asumsi digunakan sengkang persegi dengan tulangan Ø13.

Karakteristik inti penampang :

hc = dimensi inti (jarak centroid ke centroid)

$$= 800 \text{ mm} - (2 \times 40) - (2 \times 13/2) = 707 \text{ mm}$$

Spasi maksimum sengkang ditentukan oleh nilai terkecil dari :

$$\frac{1}{4} \text{ panjang sisi terpendek} = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$6 \times \text{diameter tul. Longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

Atau

$$So \leq 100 + \frac{450-hx}{3}$$

$$So \leq 100 + \frac{450-\frac{2}{3}hc}{3}$$

$$So \leq 100 + \frac{450 - \frac{2}{3}707}{3} = 92,88 \text{ mm}$$

Dari ketiga syarat spasi minimum diatas  $So = 92.88 \text{ mm}$  adalah spasi yang menentukan. Namun SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3 mensyaratkan bahwa nilai  $So$  harus antara 100 mm s/d 150 mm.

Jadi digunakan sengkang dengan tulangan  $\varnothing 13$  dengan spasi 100 mm.

Maka confinement yang dibutuhkan :

$$Ash = \frac{0,09 \times s \times hc \times fc'}{f_y}$$

$$= \frac{0,09 \times 100 \times 707 \times 30}{420} = 454,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai 5 $\varnothing 13$ -100 (As=663.66 mm<sup>2</sup>)

### b. Confinement untuk shearwall

Asumsi digunakan sengkang persegi dengan tulangan  $\varnothing 16$ .

Karakteristik inti penampang :

$$\begin{aligned} hc &= \text{dimensi inti (jarak centroid ke centroid)} \\ &= 450 \text{ mm} - (2 \times 40) - (2 \times 16/2) = 354 \text{ mm} \end{aligned}$$

Spasi maksimum sengkang ditentukan oleh nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned} \frac{1}{4} \text{ panjang sisi terpendek} &= \frac{1}{4} \times 450 = 112.5 \text{ mm} \\ 6 \times \text{diameter tul. Longitudinal} &= 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

Atau

$$So \leq 100 + \frac{450 - hx}{3}$$

$$So \leq 100 + \frac{450 - \frac{2}{3}hc}{3}$$

$$So \leq 100 + \frac{450 - \frac{2}{3}354}{3} = 171.33 \text{ mm}$$

Dari ketiga syarat spasi minimum diatas  $So = 112.5 \text{ mm}$  adalah spasi yang menentukan. Namun SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3 mensyaratkan bahwa nilai  $So$  harus antara 100 mm s/d 150 mm. maka digunakan sengkang dengan tulangan  $\varnothing 16$  dengan spasi 150 mm.

Dengan demikian confinement yang dibutuhkan untuk arah parallel dan tegak lurus shearwall :

$$Ash = \frac{0,09 \times s \times hc \times fc'}{f_y}$$

$$= \frac{0,09 \times 150 \times 354 \times 30}{420} = 341.35 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2 layer Ø16-150 (As=402.12 mm<sup>2</sup>)

#### 7.4.1.7. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Shearwall L

Mengacu pada syarat SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.2 kapasitas beban aksial shearwall tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\Phi P_{nw} = 0,55\Phi f_c' \cdot Ag \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right]$$

Nilai k = 0,8 ; untuk dinding yang ditahan pada bagian puncak dan dasarnya terhadap translasi lateral dan dikekang terhadap rotasi pada kedua ujung. lc adalah jarak vertikal antara dua tumpuan. Dengan demikian kontrol kapasitas beban aksial shearwall L adalah :

$$\Phi P_{nw} = 0,55 \times 0,7 \times 30 \times (450 \times (6200 + 2700)) \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 4000}{32 \times 450} \right)^2 \right]$$

$$= 43973416 \text{ N} = 43973.416 \text{ KN} > 2108.424 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

Dari perhitungan kontrol tersebut Maka desain penulangan shearwall memenuhi persyaratan dinding struktural beton khusus sebagai bagian dari SPBL (Sistem Pemikul Beban Lateral)

‘ Halaman ini Sengaja dikosongkan ’

## **BAB VIII**

### **PERENCANAAN SAMBUNGAN**

#### **8.1 Umum**

Sambungan berfungi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur lainnya. Gaya-gaya tersebut selanjutnya di teruskan menuju pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Terdapat beberapa pembahasan pada bab perencanaan sambungan meliputi kriteria desain sambungan, konsep dan jenis sambungan serta hal hal yang berkaitan dengan alat alat sambungan. berbagai jenis metode sambungan banyak digunakan dalam konstruksi pracetak, namun penggunaan metode sambungan basah relative mudah dalam hal pelaksanaan jika dibandingkan dengan sambungan kering seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang lebih rumit.

Penggunaan sambungan basah pada daerah *joint* memerlukan pendetailan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran, dan sambungan lewatan.Selain itu juga diperlukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang memiliki perbedaan umur antara beton pracetak dengan beton *topping*. Dalam pelaksanaanya biasanya digunakan stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dengan pelat *topping* sehingga pelat dalam satu kesatuan struktur dapat bersifat monolit (menyatu dan berkesinambungan).

Dalam pelaksanaan konstruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau *serviceability*, Kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam bean. Beban-

beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban beban tersebut.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan,kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang diisyaratkan.

Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecah masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

Berdasarkan UBC 1997 *section* 1916.6.2.2, jarak masukan (coakan) minimum sebagai tempat bertumpunya balok atau pelat pracetak terhadap elemen pendukungnya harus diambil sebesar :

- $D = 1/180 Ln$
  - Untuk Pelat solid/pelat berlubang,  $4d = 2$  in atau 51 mm
  - Untuk Balok  $4d = 3$  in atau 76 mm
- Ln = bentang bersih elemen pracetak

## 8.2 Kriteria Perencanaan Sambungan

Merencanakan sambungan harus memperhatikan kriteria sambungan itu sendiri karena disesuaikan dengan desain, akibat perbedaan kriteria untuk masing-masing type sambungan. Persyaratan suatu sambungan dapat menjadi syarat yang tidak terlalu penting untuk sambungan lain. Hal ini diakibatkan karena perbedaan asumsi/anggapan atau perbedaan spesifikasi dari pihak perancang dan pemilik struktur.

### ▪ Kekuatan

Suatu sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menahan gaya-gaya yang diterapkan sepanjang umur dari sambungan. Beberapa dari gaya ini disebabkan oleh gaya gravitasi, angin, gempa dan perubahan volume.

### ▪ Daktilitas

Daktilitas sering didefinisikan sebagai kemampuan relative struktur untuk menampung deformasi yang besar tanpa mengalami runtuh. Untuk material struktur, daktilitas

diukur dengan total deformasi yang terjadi saat leleh awal terhadap leleh batas (*ultimate failure*).

Daktilitas pada portal sering digabungkan dengan ketahanan terhadap momen, hal ini dipakai dalam perencanaan gempa. Pada elemen sambungan tahan momen, tegangan lentur biasanya di tahan oleh komponen baja dan kondisi runtuh akhir dapat terjadi karena kondisi putusnya baja, hancurnya beton atau kegagalan dari sambungan baja dan beton. Pada perhitungan kali ini menggunakan daktilitas parsial.

#### ▪ **Daya Tahan**

Sambungan perlu diawasi dan dipelihara. Sambungan yang diperkirakan akan langsung dapat bersentuhan dengan cuaca harus dilakukan tindakan perlindungan dengan beton atau dengan cat (*galvanis*). Daya tahan yang buruk dapat diakibatkan oleh retak, spelling beton dan yang paling sering diakibatkan oleh korosi dari komponen baja elemen beton pracetak.

#### ▪ **Ketahan Terhadap Kebakaran**

Beberapa sambungan beton pracetak tidak mudah terpengaruh oleh api. seperti pada perletakan antara pelat dan balok yang secara umum tidak memerlukan perlindungan secara khusus terhadap api. Apabila pelat diletakan diatas bearing pad yang terbuat dari bahan yang mudah terbakar, maka perlindungan khusus dari bearing pads tersebut tidak perlu karena keadaan terburuk dari pads tidak akan menyebabkan runtuh, tetapi sesudah kebakaran pads harus diganti. Untuk sambungan yang tidak tahan api memerlukan perlindungan khusus seperti melapisi beton, gypsum, wallboard atau bahan lainnya yang tahan api.

#### ▪ **Perubahan Volume**

Kombinasi pemendekan akibat rangkak, susut dan perubahan suhu dapat menyebabkan beberapa tegangan pada elemen ataupun perletakannya ditarik pergerakanya. Tegangan ini harus dimasukan oleh desain dan akan lebih baik bila sambungan

dijinkan untuk berpindah tempat untuk mengurangi besarnya tegangan tersebut.

#### ▪ **Kesederhanaan Sambungan**

Semakin sederhana sambungan maka diharapkan akan semakin ekonomis.

Kriteria Penyederhanaan Sambungan adalah :

- Memakai bahan bahan standar
- Menggunakan detail yang sama ( Berulang )
- Mengurangi bagian bagian yang perlu ditancapkan pada elemen sehingga memerlukan presisi tinggi untuk menempatkannya.
- Mempersiapkan cara cara pergantian
- Kesederhanaan Pemasangan

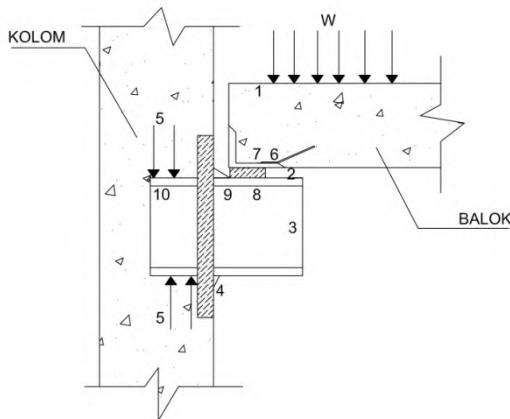
Kesederhaan pemasangan elemen beton pracetak sangat menentukan keberhasilan pencapaian tujuan penerapan konstruksi beton pracetak. Kesederhanaan pemasangan tidak lepas dari bentuk dan type sambungan yang dipilih. Kesederhanaan suatu sambungan biasanya menjamin dalam kemudahan pemasangan.

### **8.3 Konsep Desain Sambungan**

#### **8.3.1 Mekanisme Pemindahan Beban**

Suatu sambungan memiliki tujuan untuk memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam.

Mekanisme pemindahan beban pada sambungan dapat dijelaskan berdasarkan contoh seperti gambar 8.1 dimana pemindahan beban diteruskan ke kolom dengan melalui tahap sebagai berikut.



**Gambar 8.1** Mekanisme Pemindahan Beban

1. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan perkuatan geser
2. Perletakan ke haunch melalui gaya tekan pads
3. Haunch menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.
4. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
5. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut :

6. Balok beton ke tulangan dengan lekatan atau ikatan
7. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las
8. Baja siku diujung balok ke haunch melalui gesekan diatas dan dikurangi dengan adanya deformasi pada pads.
9. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja
10. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan stud ke kolom beton melalui ikatan/lekatan.

### 8.3.2 Stabilitas dan Keseimbangan

Adapun permasalahan utama pada struktur beton pracetak biasanya disebabkan oleh kesalahan perencanaan dalam menghitung stabilitas dan keseimbangan dari struktur dan komponen-komponennya, bukan hanya pada kedudukan akhir tetapi juga selama fase pelaksanaan konstruksi. Sebagai contoh pada balok induk. Karena eksentrisitas pada balok terjadi torsi dan balok cenderung berputar pada perletakan jadi perencanaan perlu untuk memperhitungkan kondisi pada saat pemasangan balok tersebut. Pada kenyataannya struktur balok pracetak, dinginkan agar stabilitas lateral diciptakan oleh *shearwall* atau *bracing* atau dapat juga oleh portal tahan momen. Gaya lateral didistribusikan ke setiap bagian struktur lateral melalui aksi difragma dan pelat lantai.

### 8.3.3 Klasifikasi Sistem dan Sambungan

Sistem pracetak didefinisikan dalam dua kategori lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungannya.

#### 1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi pelehan atau tempat sendi daktail. Simbol-simbol dibawah ini digunakan untuk mendekripsi perilaku dan karakteristik pelaksanaan.

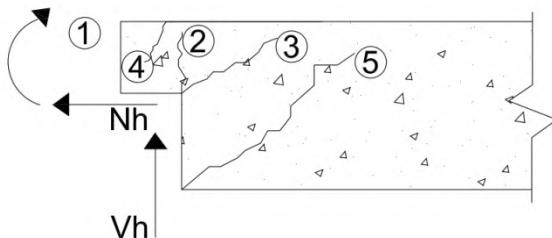
- Strong, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- Sendi, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi
- Daktail, Sambungan elemen-elemen pracetak yang detail dan berfungsi sebagai pemencar energi
- Lokasi sendi plastis

#### 2. Jenis Alat penyambung

- Shell pracetak dengan bagian intinya dicor beton setempat.
- Cold Joint yang diberi tulangan biasa
- Cold joint yang diberi tulangan pracetak parsial dimana join digROUT
- Cold Joint yang diberi tulangan pracetak parsial dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

### 8.3.4 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing masing pola-pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 8.2

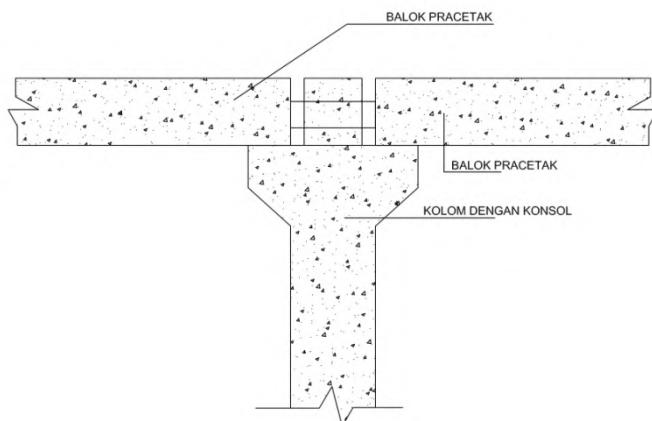


**Gambar 8.2** Model Keruntuhan

PCI desain handbook memberikan 5 pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok yaitu sebagai berikut

1. lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
2. Tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
3. Geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
4. Tarik diagonal pada ujung akhir
5. Perletakan pada ujung atau tonjolan

Pada tugas akhir ini penulis merencanakan sistem balok pracetak yang mampu menempel pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan). Berikut disajikan permodelannya dalam gambar 8.3 berikut ini :



**Gambar 8.3** Model Sambungan balok pada konsol kolom

#### 8.4 Penggunaan topping beton

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah

1. Untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku
2. Agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
3. Meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm - 100 mm. Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan balk

selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui  $5.5 \text{ kg/cm}^2$ . Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit. Melainkan harus dianggap beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut.

Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (Shear Friction Concept).

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y} \geq A_{vf \min}$$

Dimana :

$A_{vf}$  = Luas tulangan geser friksi

$V_n$ = Luas geser nominal	$< 0,2 f_c A_c$	(newton)
	$< 5,5 A_c$	(newton)

$A_c$  = Luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

$F_y$  = Kuat leleh tulangan

= Koefisien friksi (1)

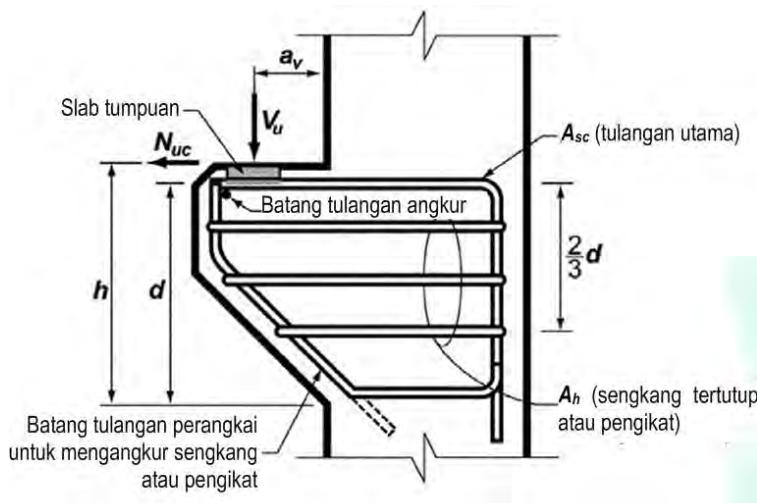
$A_{vf \ min}$	= 0,018 $A_c$ untuk baja tulangan mutu 400 Mpa
	= $0,018 \times 400 / f_y$ untuk tulangan $f_y > 400 \text{ Mpa}$

diukur pada tegangan leleh  $0,35\% =$  dalam segala hal tidak boleh kurang dari  $0,0014 A_c$ .

## 8.5 Perencanaan Sambungan Balok – Kolom

### 8.5.1 Perencanaan Konsol Pada Kolom

Perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom diencanakan menggunakan sambungan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan yang monolit. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI-03-2847-2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang digunakan dijelaskan pada gambar 8.4 berikut ini :



**Gambar 8.4** Geometri Konsol Pendek

Berdasarkan gambar diatas, berikut penjelasan pasal 11.8 SNI-03-2847-2013 mengenai persyaratan pada konsol pendek :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif  $a/d$  tidak lebih besar dari pada satu, dan memikul gaya tarik horizontal  $N_{uc}$  yang tidak lebih besar dari pada  $V_u$ . Jarak  $d$  harus diukur pada muka tumpuan
2. Tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang dari pada  $0.5d$
3. Penampang pada muka tumpuan harus direncanakan untuk memikul secara bersamaan suatu geser  $V_u$  suatu momen  $V_u a + N_{uc} (h-d)$  dan suatu gaya tarik horizontal  $N_{uc}$ .

1. Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan 11.8,  $\varnothing$  harus diambil sama dengan 0.75
2. Perencanaan tulangan geser friksi  $A_{vf}$  untuk memikul geser  $V_u$  harus sesuai dengan SNI-03-2847-2013 Pasal 11.6, yaitu :
  1. Untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar dari pada  $0,2 f_c b_w d$  ataupun  $(3,3+0,08f'_c)b_w d$  dan  $11b_w d$ .
  2. Untuk beton ringan total atau beton ringan pasir, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil melebihi  $(0,2\cdot 0,07a_v/d)f'_c b_w d$  dan  $(5,5-1,9a_v/d)b_w d$ .
  3. Tulangan  $A_f$  untuk menahan momen terfaktor  $(V_u a_v + N_{uc}(h-d))$  harus dihitung sesuai dengan SNI-03-2847-2013 pasal 10.2 dan 10.3
  4. Pada tulangan  $A_n$  untuk menahan gaya tarik  $N_{uc}$  harus ditentukan dari  $N_{uc} \leq \varnothing A_n F_y$ . Gaya tarik  $N_u$  tidak boleh diambil kurang daripada  $0,2 V_u$  kecuali bila digunakan suatu cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya tarik. Gaya tarik  $N_{uc}$  harus dianggap sebagai suatu beban hidup walaupun gaya tarik tersebut timbul akibat rangkak, susut ataupun perubahan suhu.
  5. Luas tulangan tarik utama  $A_{sc}$  tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari  $(A_f + A_n)$  dan  $(2A_v/3 + A_n)$ .
4. Luas total,  $A_h$  sengkang tertutup atau pengikat parallel terhadap tulangan tarik utama tidak boleh kurang dari  $0,5(A_{sc}-A_n)$ . Distribusikan  $A_h$  secara merata dalam  $(2/3)d$  bersebelahan dengan tulangan tarik utama.
5.  $A_{sc}/b_d$  tidak boleh kurang dari  $0,04 (f'_c/f_y)$

6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama  $A_s$  harus diangkur dengan salah satu cara berikut :
  - a. Dengan las structural pada suatu tulangan transversal yang diameternya minimal sama dengan diameter tulangan  $A_s$ , las harus direncanakan agar mampu mengembangkan kuat leleh  $f_y$  dari batang tulangan  $A_s$ .
  - b. Dengan menekuk tulangan tarik utama  $A_s$  sebesar  $180^\circ$  hingga membentuk suatu loop horizontal atau
  - c. Dengan cara lain yang mampu memberikan pengangkuran yang baik.
7. Luas daerah penumpu beban pada konsol pendek tidak boleh melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama  $A_s$ , dan tidak pula melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal ( bila dipasang ).

### **8.5.1.1 Perhitungan Konsol Pada Kolom**

#### **a. Data Perencanaan**

Vu Output Program bantu SAP 2000 = 273369 N

Dimensi Balok = 50/70 cm

Direncanakan dimensi konsol sebagai berikut :

bw = 500 mm

h = 400

d = 400-40-25 = 335 mm

$f'_c$  = 30 Mpa

$f_y$  = 420 Mpa

a = 150 mm

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8, maka geometri

konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a/d < 1$   
 $150 / 335 = 0.45 < 1 \dots \text{OK}$
- $N_{uc} \leq V_u$   
 $N_{uc} = 0,2 \times V_u$   
 $= 0,2 \times 273369 = 54673.8 \leq 273369 \dots \text{OK}$

Sesuai dengan 11.8.3.1,  $\phi$  diambil sebesar 0,75.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{273369}{0,75} = 364492 \text{ N}$$

### b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada  $0,2 f'_c b_w d$  ataupun  $11b_w d$  dalam Newton.

$$0,2 f'_c b_w d = 0,2 \times 30 \times 500 \times 335 = 1005000 \text{ N} > V_n \\ \dots \dots \text{OK}$$

$$11 b_w d = 11 \times 500 \times 335 = 1842500 \text{ N} > V_n \\ \dots \dots \text{OK}$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y} \dots \dots \dots \text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.6.4.1}$$

$= 1,4\alpha$  untuk beton normal yang dicor secara monolit. Dan  $\alpha = 1$  untuk beton berat normal

(SNI 03-2847-2002 Pasal 13.6.4.3)

$$A_{vf} = \frac{364492}{420 \times 1,4} = 619.88 \text{ mm}^2$$

### c. Menentukan luas tulangan untuk menahan momen

$$\begin{aligned} Mu &= V_u \times a + N_{uc} (h - d) \\ &= 273369 \times 150 + 54673.8 (400 - 335) \\ &= 44559147 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/420 = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,00326$$

Dipilih yang terbesar yaitu 0,0033

$$R_n = \frac{Mu}{b.d^2} = \frac{44559147}{0,8 \times 1000 \times 335^2} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16.47$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 0,49}{420}} \right) = 0,0012 \end{aligned}$$

Pakai  $\rho_{\min} = 0,0033$

$$\begin{aligned} A_f1 &= \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times f_y \times d} \\ &= \frac{44559147}{0,85 \times 0,65 \times 420 \times 335} = 573.21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_f2 = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,0033 \times 500 \times 335$$

$$A_f2 = 552.75 \text{ mm}^2$$

Af1 menentukan

**Menentukan tulangan untuk menahan gaya normal  $N_{uc}$**

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{54673.8}{0,75 \cdot 420} = 173.57 \text{ mm}^2$$

**d. Pemilihan Tulangan yang Digunakan**

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.3.5

$$A_s = (A_f + A_n) = (573.21 + 173.57) = 746.77 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 619.88}{3} + 173.57 \right) = 586.82 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.5

$$A_{smin} = 0,04 \left( \frac{fc'}{fy} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{30}{420} \right) 500 \times 335 = 478.57 \text{ mm}^2$$

$A_s = 746.77 \text{ mm}^2$  menentukan

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (746.77 - 173.57) = 286.6 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan  $4\varnothing 13 = 530.929 \text{ mm}^2$

Dipasang sepanjang  $(2/3) d = 223,333 \text{ mm} = 250 \text{ mm}$  (vertikal)

Dipasang  $4\varnothing 13$  dengan spasi  $250/4 = 62.5 \text{ mm}$

**e. Menentukan luas pelat landasan :**

$$V_u = \emptyset \cdot (0,85) \cdot fc \cdot Al$$

$$Al = \frac{273369}{0,85 \cdot 30 \cdot 0,75} = 14293.8 \text{ mm}^2$$

Dipakai pelat landasan  $250 \times 300 \text{ mm}^2$  (tebal 15 mm)

### 8.5.1.2 Perhitungan Sambungan Balok Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan

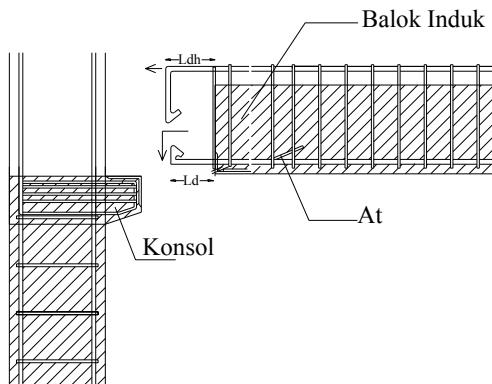
balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$\begin{aligned} d_b &= 22 \text{ mm} \\ \text{As perlu} &= 2321.4 \text{ mm}^2 \\ \text{As terpasang} &= 2660.93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### a. Panjang Penyaluran Tulangan Deform Dalam Tekan

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.3



**Gambar 8.5** Panjang Penyaluran

$$\ell_{dc} = \ell_{ac} \times \frac{\text{As Perlu}}{\text{As Terpasng}}$$

$$\ell_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

$$\ell_{dc} \geq 0,043 d_b f_y$$

$$\ell_{dc} = \frac{0,24 x d_b x f_y}{\alpha \sqrt{f'c}} = \frac{0,24 x 22 x 420}{1 x \sqrt{30}} = 404.87 \text{ mm}$$

$$\ell_{dc} = 404.87 \frac{2321.4}{2660.93} = 353.21 \text{ mm}$$

$\ell_{dc} \geq 200 \text{ mm OK}$

$$\ell_{dc} \geq 0,043 \times 22 \times 420 = 397.32$$

Dipakai  $\ell_{dc} = 400 \text{ mm}$

### b. Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.5

$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \frac{f_y}{400}$$

$$\ell_{dh} \geq 8 d_b$$

$$\ell_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\ell_{hb} = 100 \frac{db}{\sqrt{fc'}} = 100 \frac{22}{\sqrt{30}} = 401.66 \text{ mm}$$

$$\ell_{dh} \geq 8 d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \frac{f_y}{400} = 401.66 \frac{420}{400} = 421.74 \text{ mm}$$

Dipakai  $\ell_{dh} = 421.74 \approx 430 \text{ mm}$

## 8.6 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan.

### 8.6.1 Perencanaan Konsol pada Balok Induk

Perencanaan konsol pada balok induk pada prinsipnya sam dengan perencanaan konsol pada kolom. Perencanaan konsol tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI-03-2847-

2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek yang telah diuraikan sebelumnya pada sub bab perencanaan konsol pada kolom.

### 8.6.1.1 Perhitungan Konsol pada Balok Induk

#### a. Data Perencanaan

$V_u$  sebelum komposit =

$$\frac{1}{2} (Q_{\text{balok anak}} \times L) = \frac{1}{2} (1945.28 \times 7) = 6808.48 \text{ kg}$$

Sesudah komposit dari Output SAP 2000

$$V_u = 6906.4 \text{ kg} = 69064 \text{ N} \text{ (lebih kritis)}$$

Dimensi Balok Anak 30/50

Direncanakan dimensi konsol :

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat landasan} = 15 \text{ mm}$$

$$H = 200 \text{ mm}$$

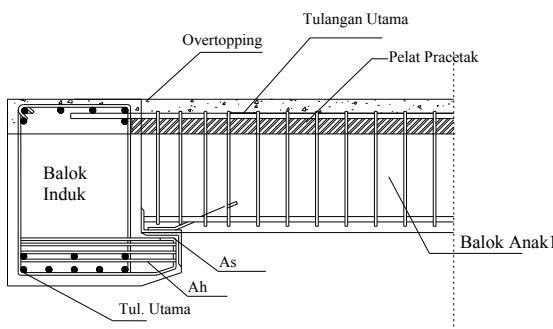
$$d = h - \text{tebal pelat landasan} - (D/2) = 200 - 15 - (19/2) = 175.5 \text{ mm}$$

$$l_p = 80 \text{ MPa}$$

$$a = 70 \text{ mm}$$

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

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$



**Gambar 8.6** Perencanaan Sambungan Antar Balok

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut :

- $a/d < 1$   
 $70 / 175.5 = 0,4 < 1 \dots \text{OK}$
- $N_{uc} \leq V_u$   
 $N_{uc} = 0,2 \times V_u$   
 $= 0,2 \times 69064 = 13812.8 \text{ N} \leq 69064 \text{ N} \dots \text{OK}$

Sesuai dengan 11.8.3.1,  $\phi$  diambil sebesar 0,75.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{69064}{0,75} = 92085.33 \text{ N}$$

### b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada  $0,2 f'_c b_w d$  ataupun  $11b_w d$  dalam Newton.

$$0,2 f'_c b_w d = 0,2 \times 30 \times 300 \times 175.5 = 315900 \text{ N} > V_n \dots \text{OK}$$

$$11 b_w d = 11 \times 300 \times 175.5 = 579150 \text{ N} > V_n \dots \text{OK}$$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y} \dots \text{SNI 03-2847-2013 Pasal 11.6.4.1}$$

$= 1,4\alpha$  untuk beton normal yang dicor secara monolit. Dan  
 $\alpha = 1$  untuk beton berat normal

(SNI 03-2847-2013 Pasal 11.6.4.3)

$$A_{vf} = \frac{92085.33}{420 \times 1,4} = 156.61 \text{ mm}^2$$

### c. Menentukan luas tulangan untuk menahan momen

$$\begin{aligned} Mu &= V_u \times a + N_{uc} (h - d) \\ &= 69064 \times 150 + 13812.8 (200 - 175.5) \\ &= 10698013.6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 1,4/420 = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,00326$$

Dipilih yang terbesar yaitu 0,0033

$$R_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{10698013.6}{0,8 \times 1000 \times 230^2} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16.47$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.47 \times 0,26}{420}} \right) = 0,000622 \end{aligned}$$

Pakai  $\rho_{\min} = 0,0033$

$$\begin{aligned} A_f 1 &= \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times f_y \times d} \\ &= \frac{10698013.6}{0,85 \times 0,75 \times 420 \times 175.5} = 227.66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_f 2 = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,0033 \times 300 \times 230$$

$A_f = 274.23 \text{ mm}^2$  ..menentukan.

**d. Menentukan tulangan untuk menahan gaya normal  $N_{uc}$**

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \cdot f_y} = \frac{13812.8}{0.75 \times 420} = 43.85 \text{ mm}^2$$

**e. Pemilihan Tulangan yang Digunakan**

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.3.5

$$A_s = (A_f + A_n) = (274.23 + 43.85) = 318.1 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 156.61}{3} + 43.85 \right) = 148.26 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.5

$$A_{smi\min} = 0,04 \left( \frac{fc'}{fy} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{30}{420} \right) 300 \times 175.5 = 150.43 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (318.1 - 43.85) = 137.125 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 3D10 = 235.62 mm<sup>2</sup>

Dipasang sepanjang (2/3) d = 117 mm (vertikal)

**f. Menentukan luas pelat landasan**

$$V_u = \emptyset \cdot (0,85) \cdot fc \cdot Al$$

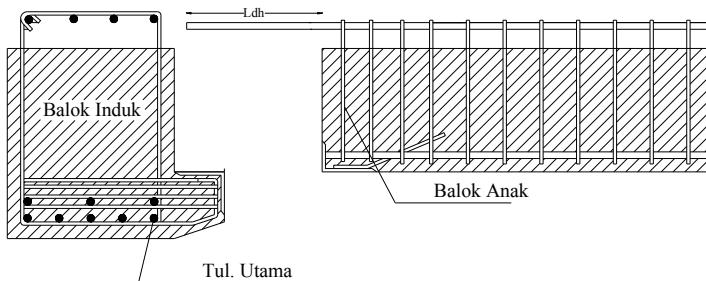
$$Al = \frac{69064}{0,85 \cdot 30 \cdot 0,75} = 3611.19 \text{ mm}^2$$

Dipakai pelat landasan 350 × 150 mm<sup>2</sup> (tebal 15 mm)

### 8.6.1.2 Perhitungan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Sistem sambungan antara balok induk dengan balok anak pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok. Panjang penyaluran diasumsikan menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam kondisi berikut ini :

$$\begin{aligned}
 d_b &= 16 \text{ mm} \\
 \text{As perlu} &= 506,16 \text{ mm}^2 \\
 \text{As terpasang} &= 1005,31 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



**Gambar 8.7 Panjang Penyaluran**

### a. Panjang Penyaluran Standar dalam Tarik

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.3

$$\frac{\ell d}{db} = \frac{3 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \gamma}{5\sqrt{f'c}}$$

$$\frac{\ell d}{16} = \frac{3.420.1.1.1}{5\sqrt{30}} = 46 \text{ mm}$$

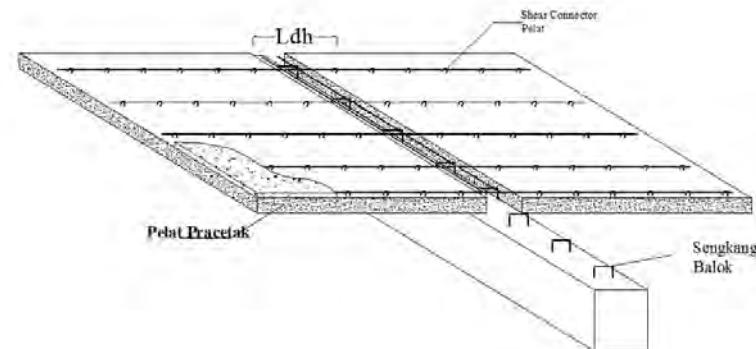
$$\ell d = 736 \text{ mm} = 74 \text{ cm}$$

### 8.7 Perencanaan Sambungan Balok dan Pelat

Pada perencanaan sambungan balok dan pelat untuk memperkuat sambungan pelat dengan balok, maka pada bagian tepi pelat akan diberikan lebihan tulangan (panjang penyaluran) yang nantinya akan dicor bersamaan dengan pengecoran topping.

Panjang penyaluran bisa dipasang pada satu arah maupun dua arah tergantung bagaimana pelat direncanakan. Jika direncanakan sebagai pelat dua arah, maka panjang penyaluran

dipasang pada dua arah tetapi jika pelat direncanakan sebagai pelat satu arah, maka panjang penyaluran hanya dipasang pada satu arah saja.



**Gambar 8.8** Panjang Penyaluran pada Pelat

### 8.7.1 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Type A

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat type A sebagai berikut :

$$d_b = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Arah X} - \begin{array}{l} \text{As perlu} : 313.5 \text{ mm}^2 \\ \text{As terpasang} : 393 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\text{Arah Y} - \begin{array}{l} \text{As perlu} : 280.5 \text{ mm}^2 \\ \text{As terpasang} : 393 \text{ mm}^2 \end{array}$$

#### a. Penyaluran Arah X

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f_c}}$$

$$\alpha\beta \leq 1,7 \dots \text{SNI 03-2847-2013 Pasal 12.2.4}$$

Dengan :

$$\alpha : \text{faktor lokasi penulangan} = 1$$

$$\beta : \text{faktor pelapis} = 1$$

$$\lambda : \text{faktor beton normal} = 1$$

$$\frac{\ell_d}{10} = \frac{12 \times 420 \times 1 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 429.4 \text{ mm } \mathbf{OKE}$$

Dipakai  $\ell_d = 430 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 12.3

$$\ell_d = \ell_{db} \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ terpasang}}$$

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\ell_{db} \geq 0,043 d_b f_y$$

$$\geq 0,04 \times 10 \times 420 = 168$$

$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \frac{10 \times 420}{4 \times \sqrt{30}} = 191.7 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 191 \frac{313.5}{393} = 152.4 \text{ mm}$$

$$\ell_d \leq 200 \text{ mm } \mathbf{NOT OK}$$

Dipakai  $\ell_d = 200 \text{ mm}$

**b. Penyaluran Arah Y**

- Kondisi tarik

$$\ell_d \geq 300 \text{ mm}$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{12 f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}}$$

$\alpha\beta \leq 1,7$  .....SNI 03-2847-2002 Pasal 12.2.4

Dengan :

$$\alpha : \text{faktor lokasi penulangan} = 1$$

$$\beta : \text{faktor pelapis} = 1$$

$$\lambda : \text{faktor beton normal} = 1$$

$$\frac{\ell_d}{10} = \frac{12 \times 420 \times 1 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{30}}$$

$$\ell_d = 368.1 \text{ mm } \mathbf{OK}$$

Dipakai  $\ell_d = 370 \text{ mm}$

- Kondisi tekan

Sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 12.3

$$\ell_d = \ell_{db} \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ terpasang}}$$

$$\ell_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \ell_{db} &\geq 0,04 d_b f_y \\ &\geq 0,04 \times 10 \times 420 = 168 \end{aligned}$$

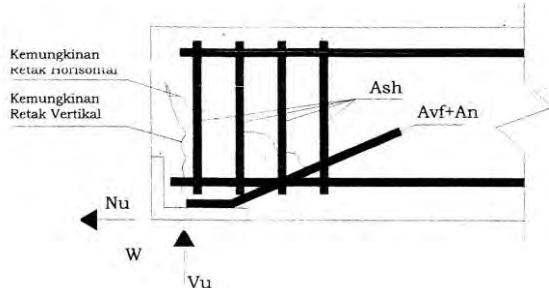
$$\ell_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \frac{10 \times 420}{4 \times \sqrt{30}} = 191.7 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 191.7 \frac{280.5}{393} = 136.82 \text{ mm}$$

$$\ell_d \leq 200 \text{ mm } \mathbf{NOT OK}$$

Dipakai  $\ell_d = 200 \text{ mm}$

## 8.8 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing



**Gambar 8.9 Rencana Tulangan pada Balok Anak**

Perencanaan penulangan ujung balok induk pada tugas akhir ini didasarkan pada buku PCI DESIGN HANDBOOK (fifth Edition) section 6.8 yaitu tentang concrete brackets or cobel. Karena dihitung dengan PCI maka satuan yang dipakai adalah :

- Lb atau kips untuk satuan gaya
- In untuk besaran panjang
- Psi untuk  $f_c'$
- ksi untuk  $f_y$

Hal ini karena berkaitan dengan koefisien-koefisien yang akan dipakai. Menurut SNI 03-2847-2013, *bearing streght on plain concrete* adalah :

$$\phi V_n = \phi C_r (0,8 \cdot f_c' A_s) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot f_c' A_1$$

Dimana :

$$\phi = 0,7$$

$$C_r = \left( \frac{s_w}{200} \right)^{\left( \frac{N_u}{V_u} \right)} = 1 \text{ bila tidak ada goyangan horizontal}$$

yang berarti

$$A_1 = \text{luas permukaan beton yang mendukung beton}$$

$$A_2 = \text{luas proyeksi permukaan } A_1$$

Batas searing strength adalah  $\phi V_n = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w$

Jika  $V_u > \phi V_n$  hasil design bearing strength on plain concrete maka perlu tulangan end bearing. Penulangan end bearing. Penulangan end bearing berdasarkan analisa geser friksi. Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

1. Diasumsikan sudut retak adalah vertikal  $\theta = 0^\circ$
2. Hitung tulangan horizontal

$$A_t = A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y} + \frac{N_u}{\phi \cdot f_y}$$

3. Sudut penanaman adalah  $15^\circ$  seperti yang disarankan pada referensi
4. Nilai  $e = 1,4 \lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$
5. Hitung tulangan sengkang

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{e \cdot f_{ys}}$$

$$\text{dimana } e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr}}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$A_{cr} = Id \cdot b$$

$B$  = lebar balok

$Id$  = panjang penanaman

$f_{ys}$  = mutu baja sengkang  $A_{sh}$

6. Nilai maksimum  $V_n$  dari PCI design handbook table 6.7.1 untuk beton cor monolit  $1000 \cdot \lambda^2 \cdot A_{cr}$ , recommended = 1,4  
 $\lambda_e \text{ max} = 3,4$

### 8.8.1 Perhitungan Reinforced Concrete Bearing



**Gambar 8.10** Pembebanan Balok

$$V_u = 69064 \text{ N}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 0,2 \times 15.52 \text{ kips} = 3.104 \text{ kips}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa} = 60915.85 \text{ Psi}$$

$$f_{c'} = 30 \text{ Mpa} = 4351.13 \text{ Psi}$$

Dimensi balok anak sebelum komposit 30/38 cm

Sehingga  $h = 38 \text{ cm} = 14,97 \text{ in}$

Dipakai pelat landasan :  $b = 30 \text{ cm} = 13,7 \text{ in}$ ,

$$w = 15 \text{ cm} = 5,9 \text{ in}$$

$$A_{cr} = b \cdot h = 13,7 \times 14,96 = 205 \text{ in}^2$$

Cek  $V_{n \max}$  dari PCI Design Handbook table 6.7.1

$$1000 \lambda^2 A_{cr} = 1000 (1,0)^2 (205) / 1000 = 205 \text{ kips}$$

Max  $V_u = 0,85 (205) = 174,22 \text{ kips} > V_u = 15,52 \text{ kips} \dots \dots \text{OK}$

$$e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot}{V_u} = \frac{1000 \times 1 \times 205 \times 1,4}{15.52 \cdot 1000} = 18.49 > 3,4$$

dipakai 3,4

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot e} = \frac{15.52 \times 1000}{0,85 \times 60915.85 \times 3,4} = 0,088 \text{ in}^2$$

$$A_n = \frac{N_w}{\phi \cdot f_y} = \frac{3.104 \times 1000}{0,75 \times 60915.85} = 0,067 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,088 + 0,067 = 0,155 \text{ in}^2 = 100 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D13 = 226,195 mm<sup>2</sup> = 0,41 in<sup>2</sup>

Dipakai Id = 12 in ≈ 35 cm

$$A_{cr} = Id \cdot b = 12 \cdot 13,7 = 212,4 \text{ in}^2$$

$$e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 205 \cdot 1,4}{0,155 \times 60915.85} = 30.4 > 3,4$$

Dipakai  $e = 3,4$

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{e \cdot f_{ys}} = \frac{0.155 \times 60915.85}{3,4 \times 60915.86} = 0,045 \text{ in}^2$$

Dipakai 4D12 =  $452,389 \text{ mm}^2 = 0,701 \text{ in}^2$

" Halaman ini Sengaja dkosongkan "

## **BAB XI**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **11.1 Kesimpulan**

Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “ Perancangan Ulang Gedung Skyloft Soho Apartement Ciputra World Surabaya Menggunakan Metode Beton Pracetak dengan Sistem Rangka Gedung maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung Skyloft Soho didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :
  - a. Struktur Sekunder
    - Dimensi Balok Anak = 30/50 cm
    - Dimensi Balok Bordes = 25/35 cm
    - Dimensi Balok Lift = 30/40 cm
    - Tebal Pelat = 12 cm
  - b. Struktur Sekunder
    - Dimensi Balok Induk = 50/70 cm
    - Dimensi Kolom = 80 x 80 cm
    - Pile Cap =  $6.5 \times 3.5 \times 1.5$  cm
    - Tiang Pancang = D 60, H=30 cm
    - Tebal Shearwall = 45 cm
2. Penggunaan Elemen pracetak menjadi suatu struktur yang monolit dapat di aplikasikan dengan pendetailan pada perencanaan sambungan.
3. Penerapan Sistem beton pracetak dapat diterapkan pada pemodelan Sistem Rangka Gedung, dengan menggunakan elemen pracetak pada elemen framanya.

4. Dalam pelaksanaannya metode beton pracetak sangat dimungkinkan untuk dilaksanakan dengan tetap mengutamakan ketelitian dan keahlian dalam proses pembuatan hingga pemasangannya.

## 11.2 SARAN

Berdasarkan Analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, Beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Diperlukan penelitian dan pembahasan yang lebih mendalam guna menciptakan standardisasi dan peraturan mengenai beton pracetak yang sesuai dengan kondisi di Indonesia.
2. Diperlukan penelitian lebih lanjut perihal pengembangan teknologi Pracetak agar lebih efisien lagi dalam penggunaannya, sehingga para pelaku dunia konstruksi lebih mudah dalam mengaplikasikan metode beton pracetak.

## BIODATA PENULIS



Penulis lahir di Karanganyar, Jawa Tengah pada tanggal 8 Nopember 1991 dengan nama lengkap Wawan Setioko. Pendidikan formal yang telah ditempuh oleh penulis, yaitu TK Aisyah Geneng Karanganyar, SDN 038 Pekanbaru, SMP Negeri 10 Pekanbaru, dan SMA Negeri Plus Propinsi Riau. Setelah lulus dari SMA Negeri Plus Propinsi Riau, penulis mengikuti Penerimaan Mahasiswa ITS Surabaya melalui jalur PMDK Berbeasiswa dan diterima di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya pada tahun 2010 dan terdaftar dengan NRP. 3110100082.

Selama menjalani perkuliahan di Jurusan Teknik Sipil ITS, penulis sangat tertarik pada Bidang Studi Struktur, terutama pada penggunaan metode beton pracetak dalam perencanaan struktur gedung bertingkat. Oleh karena itu pada Tugas Akhir ini penulis mengambil topik bahasan mengenai perencanaan gedung yang menggunakan metode beton pracetak. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui email: [w1oko.lopoud@yahoo.com](mailto:w1oko.lopoud@yahoo.com)