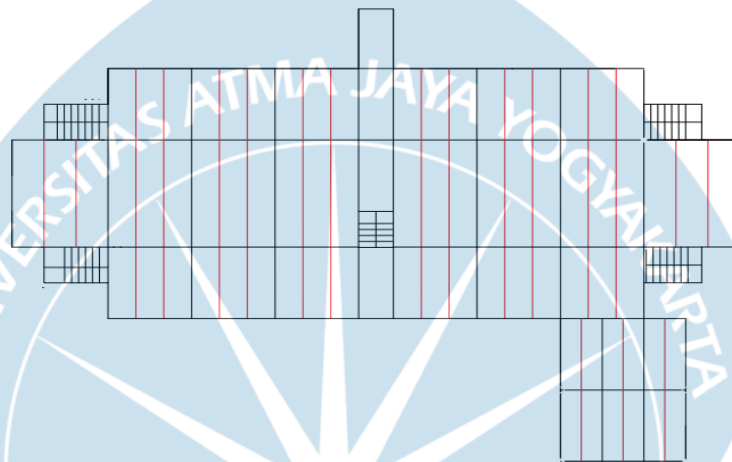


## BAB II

### PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

#### 2.1. Denah Gedung Kelas Pondok Pesantren

Bangunan Gedung Asrama Pesantren Assalafiyah merupakan bangunan tiga lantai yang memiliki ukuran 52 x 18 meter. Bangunan ini memiliki tinggi tiap lantai 4 meter. Bangunan gedung kelas ini memiliki kolom identik dari lantai 1-3 dengan ukuran 400 x 400 mm. Dengan balok induk 300 x 400 mm ada 2 tipe (BI 1-2) dan balok anaknya ukuran 200 x 300 mm (BA 1) ada 1 tipe. Denah Gedung asrama pesantren assalafiyah dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Denah Gedung Asrama Pesantren Assalafiyah 1

#### 2.2. Interpretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

Klasifikasi tanah adalah cara mengumpulkan dan mengelompokkan tanah berdasarkan kesamaan dan kemiripan sifat maupun cirinya. Interpretasi tanah berperan penting pada perencanaan struktur bangunan. Uji daya dukung tanah terdiri dari uji SPT (*Standard Penetration Test*). Dari pengujian SPT akan didapatkan hasil berupa *Bore Log* yang akan diolah lagi untuk mendapatkan klasifikasi kelas situs. Data Bore Log seperti pada Gambar 2.2.



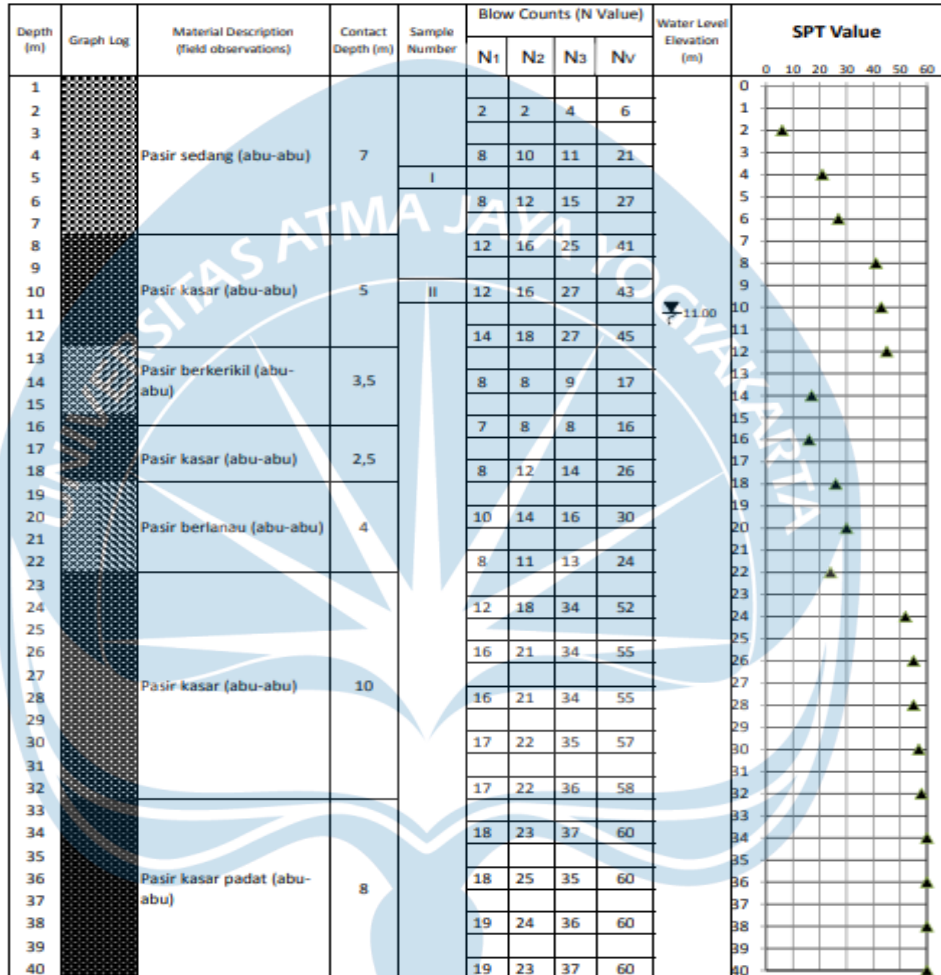
SOIL MECHANIC LABORATORY  
 CIVIL ENGINEERING PROGRAM  
 FACULTY OF ENGINEERING, UAJY  
 44 BABARSARI STREET, YOGYAKARTA 55281  
 Tel: +62-274-487711 ext. 1055  
 Fax: +62-274-487748

Boring Number:

BH-1

**BOR LOG**

<b>CLIENT:</b>	<b>PROJECT TITLE :</b>
<b>PROJECT CONTRACT NUMBER:</b>	<b>PROJECT LOCATION :</b> Jl. Padjajaran (Ring Road Utara) Yogyakarta
<b>DATE STARTED :</b> 26 Desember 2018	<b>GROUND ELEVATION :</b> -0,50 m from road level
<b>DATE COMPLETED :</b> 26 Desember 2018	<b>HOLE SIZE :</b> 7.295cm
<b>DRILLING CONTRACTOR:</b> SOIL MECH. LAB. UAJY	<b>GROUND WATER LEVEL :</b> -11,00 m from ground level
<b>DRILLING METHOD:</b> ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE	<b>WEATHER CONDITION :</b> FINE
<b>LOGGED BY:</b> RIYANTO, CS.	<b>ESTIMATED SEASONAL HIGH :-</b>
<b>CHECKED BY:</b> SOIL MECH. LAB, UAJY	



Gambar 2.2 Bore Log 1 1

A. Menentukan klasifikasi situs tanah.

Dari Perhitungan pada Tabel 2.1 dan melihat Tabel 2.2, diperoleh:

Nilai Tahanan Penetrasi Standar Rerata (N) = 13 pukulan. Maka dari nilai yang diperoleh dan disesuaikan dengan SNI 8640:2017 dapat disimpulkan bahwa :

$N < 15$

Tanah Lunak

Kelas Situs

SE (Tanah Lunak)

Tabel 2.1. Data Klasifikasi Situs Tanah 1

BH 1			
Kedalaman	T(m)	N(SPT)	N=T/N
0-2	2	3	0,66667
2-4	2	3	0,66667
4-6	2	6	0,33333
6-8	2	8	0,25
8-10	2	55	0,03636
10-12	2	45	0,04444
12-14	2	45	0,04444
14-16	2	48	0,04167
16-18	2	57	0,03509
18-20	2	57	0,03509
20-22	2	59	0,03390
22-24	2	60	0,03333
24-26	2	60	0,03333
26-28	2	60	0,03333
28-30	2	60	0,03333
Jumlah	30		2,32099
Rata-Rata			12,92550

Tabel 2.2. Klasifikasi Situs 1

### B. Deskripsi Tanah Menurut SPT

Pada uji SPT yang telah dilakukan, didapatkan jenis tanah berupa tanah lunak. Berdasarkan SNI 8460-2017 tentang klasifikasi situs, apabila nilai  $N < 15$  termasuk kedalam kelas situs tanah lunak (SE).

Kelas Situs+		Vs (m/s)	N* atau N <sub>ch</sub>	Su* (kPa)
SA	Batuan Keras	> 1500	N/A	N/A
SB	Batuan	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC	Tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak	350 sampai 750	N/A	> 100
SD	Tanah sedang	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE	Tanah lunak	< 175	< 15	< 50
		Atau setiap profil yanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air, w > 40%, 3. Kuat geser niralir, Su* < 25 kPa		
SF	Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah</li> <li>• Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H &gt; 3 m)</li> <li>• Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H &gt; 7,5 m dengan indeks plastisitas, PI &lt; 75)</li> <li>• Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H &gt; 35 m dengan Su* &lt; 50 kPa</li> </ul>		

### C. Kategori Resiko Bangunan Gedung Untuk Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang Kategori Risiko Bangunan, seperti pada Tabel 2.3, diketahui bahwa bangunan Asrama Pesantren Assalafiyah tergolong kedalam kategori IV.

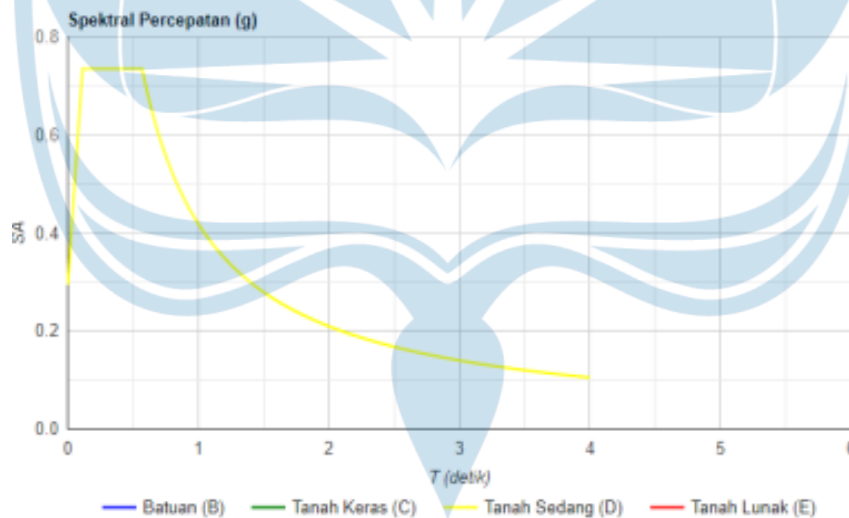
Tabel 2.3. Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa 1

Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa (lanjutan)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah ibadah</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

#### D. Grafik Respon Spektra

Dari grafik kategori desain seismik seperti pada Gambar 2.3, berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek seperti pada Tabel 2.4, dan berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik, bangunan Gedung Kelas Pesantren Assalafiyah termasuk dalam kelas IV D.



Gambar 2.3 Grafik Spektrum Respon Desain 1

Tabel 2.4. Kategori Desain Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek 1

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	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : Tabel 8 (SNI 1726:2019)

TABEL 2.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik 1

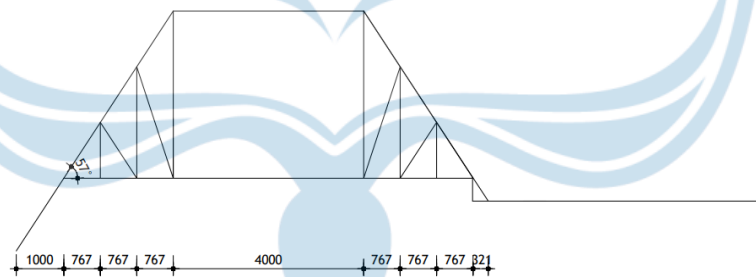
Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : Tabel 9 (SNI 1726:2019)

### 2.3. Perencanaan Atap

#### 2.3.1. Perencanaan Gording, Sagrod, dan Pembebanan Kuda-Kuda

1. Jarak antar gording = 1,8 m
2.  $\alpha = 49^\circ$
3. Jarak antar kuda kuda = 4 m
4. Masa atap = 60 kg
5. Massa plafond = 20 kg
6. Berat gording = 77,40 kg/m (diperkirakan)



Gambar.2.4 Potongan Kuda-Kuda Atap 1

#### a) Berat Gording dan profil yang digunakan

##### a. Dead load

Berat sendiri	: 77,40 kg/m	= 0,774 kN/m
Berat atap	: $1,396 / \cos 49 \times 0,6$	= 1,3718 kN/m
Berat plafon	: $1,396 \times 0,2$	= 0,2792 kN/m
Total	:	= 2,425 kN/m

##### b. Live load : 1 kN

Total dead load + Live Load = 3,425 kN/m

## b) Diameter Sagrod yang diperlukan

$$F_{t,D} : 3x(3/3 x 2,425 x \sin 49) = 5,4905 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} : 3/2 x 1 x \sin 49 = 1,1320 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} : 1,4 x 5,4905 = 7,6867 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} : 1,2 x 5,4905 + 1,6 x 1,1320 = 9,4979 \text{ kN}$$

Dipilih  $F_{t,U}$  9,4979

$$Asr : (9,4979 x 10^3) / (0,9 x 240) = 43,9717 \text{ kN}$$

$$D : 43,9717 / (22/7) = 13,9909$$

## c) Beban Kuda-Kuda (beban mati, beban hidup dan beban angin)

Beban Kuda-kuda:

## 1. Beban P1:

5. Berat sendiri kuda-kuda	$= 1,75/2 \times 0,5$	$= 0,0958$	kN
Beban P4			
Berat sendiri kuda-kuda	$= 0,767 \times 0,25$	$= 0,1917$	kN
Berat sendiri kuda-kuda	$= 0,767 \times 0,774$	$= 0,5934$	kN
Berat atap	$= 2 \times (0,767/2 + 1) / \cos 49 \times 4 \times 0,6$	$= 6,5016$	kN
Berat plafond	$= (0,767/2 + 1) \times 4,2 \times 0,38$	$= 3,5488$	kN
Berat atap	$= (0,767/\cos 57) \times 4,2 \times 0,6$	$= 3,5488$	kN
Beban P3			
Berat plafond	$= 0,767 \times 4,2 \times 0,38$	$= 1,2241$	kN
Beban P4		$= 11,4662$	kN

## 2. Beban P2:

Berat sendiri kuda-kuda	$= 0,767 \times 0,25$	$= 0,1917$	kN
Beban Angin	$= 4,2 \times 0,774$	$= 3,2508$	kN
Berat atap	$= (0,767/\cos 57) \times 4,2 \times 0,6$	$= 3,5488$	kN
Berat plafond	$= (0,767/2 + 1) / \cos 57 \times 0,36 \times 4,2 \times 0,38$	$= 0,8002$	kN
Beban W1	$= 0,767/\cos 57 \times 0,3 \times 4,2 \times 0,25$	$= 0,4436$	kN
Beban W2	$= 0,767/\cos 57 \times 0,3 \times 4,2 \times 0,25$	$= 0,4436$	kN
Beban W3	$= \frac{1}{2} (0,767/\cos 57) \times 0,3 \times 4,2 \times 0,25$	$= 0,2218$	kN
Beban W4	$= \frac{1}{2} (0,767/\cos 57) \times -0,6 \times 4,2 \times 0,25$	$= -0,4436$	kN

## 3. Beban P3:

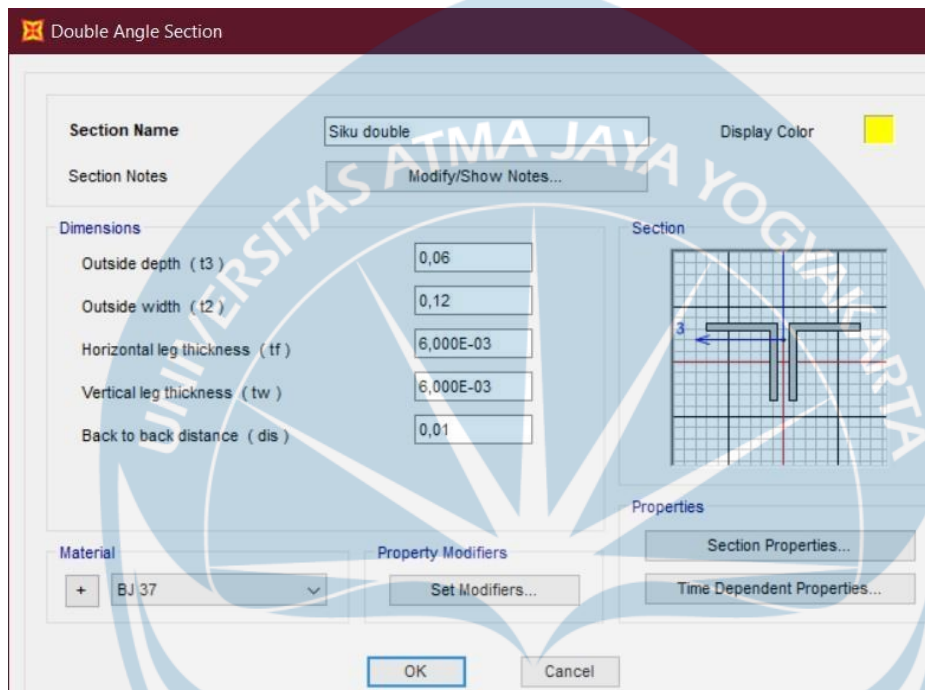
Berat sendiri kuda-kuda	$= 0,767 \times 0,25$	$= 0,1917$	kN
Beban W5	$= 0,767/\cos 30 \times -0,6 \times 4,2 \times 0,25$	$= -0,8872$	kN
Berat sendiri kuda-kuda	$= 0,767 \times 0,25$	$= 0,1917$	kN
Berat sendiri kuda-kuda	$= (0,767/2 + 0,321) / \cos 37 \times 4,2 \times 0,774 \times 0,25$	$= -0,8149$	kN
Berat atap	$= (0,767/\cos 57) \times 4,2 \times 0,6$	$= 3,5488$	kN
Berat plafond	$= 0,767 \times 4,2 \times 0,38$	$= 1,2241$	kN
Beban P3		$= 11,4662$	kN



## 2.4. Desain Batang Kuda-Kuda Baja

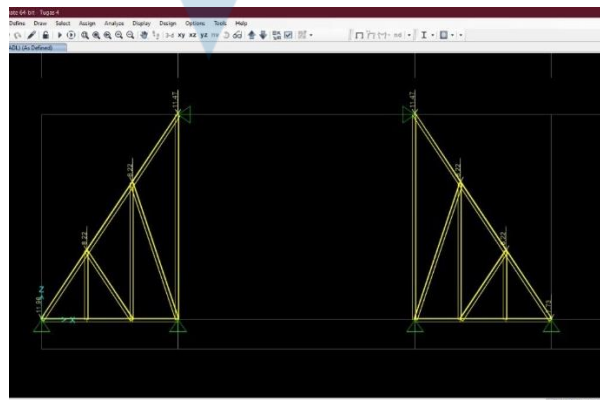
### 2.4.1. Pemodelan Kuda-Kuda Baja pada Sap2000

Pemodelan kuda-kuda baja diawali dengan menentukan material profil yang akan digunakan. Profil yang digunakan dalam pemodelan kuda-kuda baja konvensional pada rencana atap gedung ini adalah profil 2L dengan dimensi  $(60 \times 60 \times 6^{-10})$ , seperti yang terlihat pada gambar 2.4 dibawah ini :



Gambar.2.5 Profil 2L (60x60x6) 1

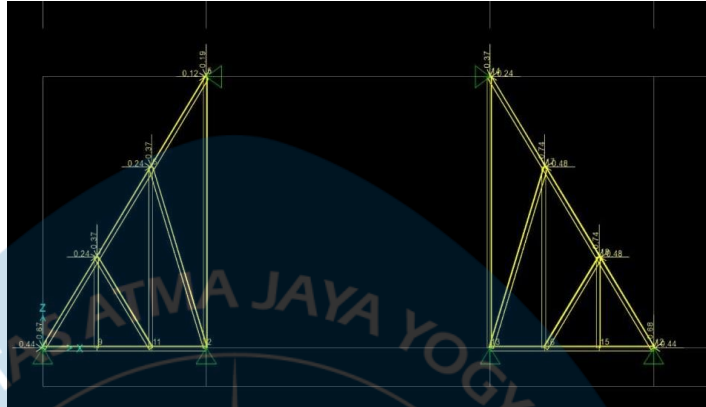
Setelah menentukan material profil yang akan digunakan, dilanjutkan dengan melakukan input beban mati (*dead load*) P1,P2,P3,P4,P5, dan P6 yang bekerja pada setiap *joint* seperti yang tertera pada gambar 2.6 dibawah ini :



Gambar 2.6. Beban Mati ( P1-P6) 1

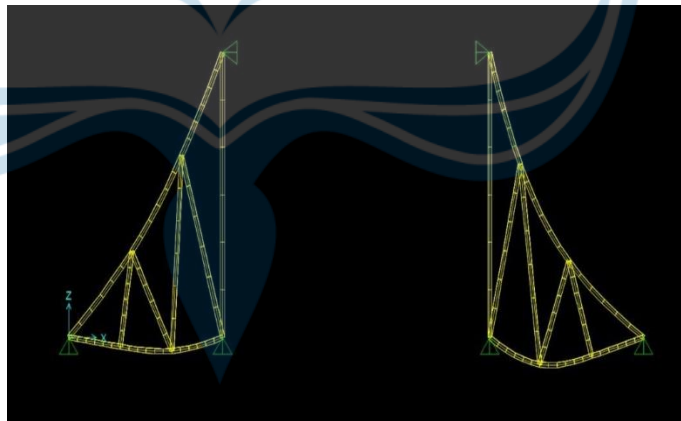


Setelah melakukan input beban mati (*dead load*), dilanjutkan dengan melakukan input beban angin (*wind load*) P1,P2,P3,P4,P5, dan P6 yang bekerja pada setiap *joint* seperti yang tertera pada gambar 2.7 dibawah ini :



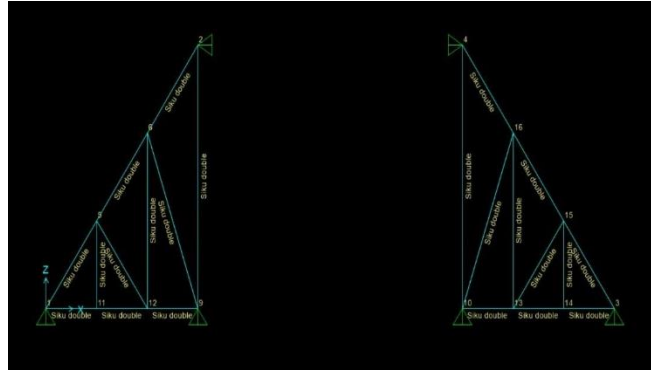
Gambar.2.7. Beban Angin (P1-P6) 1

Setelah melakukan input beban angin (*wind load*) P1,P2,P3,P4,P5, dan P6 yang bekerja pada setiap *joint* , kemudian run program dan tampak akibat dari gaya yang bekerja pada batang seperti pada gambar 2.8 dibawah ini :



Gambar 2.8. Run pada SAP 2000 1

Setelah melakukan run program sehingga tampak akibat dari gaya yang bekerja pada batang, kemudian melakukan *start steel design* atau *check of structure* untuk mengetahui apakah profil yang direncanakan sudah aman yang terindikasi seperti pada gambar 2.9 dibawah ini :



Gambar 2.9. Check of Structure 1

### 2.4.2. Rekapitulasi Gaya Batang

Setelah melakukan pemodelan kuda-kuda baja pada program SAP 2000, didapatkan rekapitulasi Beban Ultimit pada setiap batang eksterior maupun interior sebagai berikut :

- a. Eksterior
  - Batang Tekan = 7,371 kN ( L = 1,396 m)
  - Batang Tarik = 7,348 kN (L = 1,396 m)
- b. Interior
  - Batang Tekan = 6,5 kN ( L = 2,304 m)
  - Batang Tarik = 13,081 kN (L = 2,434 m)

### 2.4.3. Rencana Elemen Kuda-Kuda Baja

Rencana elemen kuda-kuda baja dilakukan dengan *properties* sebagai berikut :

Profil	= 2L (70x70x6 <sup>-10</sup> )
A	= 813 mm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub> =I <sub>y</sub>	= 371.000 mm <sup>4</sup>
I <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>	= 21,4 mm
C <sub>x</sub> =C <sub>y</sub>	= 19,3 mm
T	= 12 mm
J	= 8130 mm <sup>4</sup>
G	= 77.200 Mpa
Angka Rasio	= 0,3 (SNI)
E	= 200.000
A <sub>g</sub>	= 1626 mm <sup>2</sup>
I <sub>xg</sub>	= 742.000 mm <sup>4</sup>
I <sub>yg</sub>	= 1.411.786 mm <sup>4</sup>

$$\begin{aligned}
 R_{xg} &= 21,4 \text{ mm} \\
 R_{yg} &= 29,4662 \text{ mm} \\
 X_0 &= 0 \text{ mm} \\
 Y_0 &= 16,3 \text{ mm} \\
 R_0 &= 1590,2818 \text{ mm}^2 \\
 H &= 0,8329
 \end{aligned}$$

a. Batang Tekan

- Batang Tekan Eksterior

Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\text{Profil} = 2L (60 \times 60 \times 6^{-10})$$

$$B = 60$$

$$t = 6$$

$$\lambda = 10$$

$$E = 200.000$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_r = 12,7279$$

$$\lambda = b/t = 70/6 = 11,6667$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,9904$$

Karena  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang non langsing

a. PEMERIKSAAAN TEKUK LENTUR (terhadap sumbu X-X)

Batang Tekan	14,607	L=	1800,74
Batang Tarik	18,397	L=	1750,96

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1800,74}{21,4} = 84,1467$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{84,1467^2} = 278,7759 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,97$$

$\frac{KL}{r_x} = 84,1467 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$ , sehingga  $F_{cr}$  diambil dari persamaan

$$F_{cr} = \left[ 0,658^{\frac{240}{278,7759}} \right] 240 = 167,3866 \text{ MPa}$$

b. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$A=1800,74$$

$$\frac{a}{r} = \frac{1800,74}{21,4} = 84,1467 > 40$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1 \times 1800,74}{21,4}\right)^2 + 0,5 \times 84,1467^2} = 103,0583$$

Karena  $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 103,0583 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,97$  sehingga  $F_{cr}$  diambil dari persamaan

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{240}{278,7759}}\right] 240 = 167,3866 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 8130}{1626 \times 1590,2818} = 242,7243 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] = \left(\frac{167,3866 + 242,7243}{2 \times 0,8329}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 167,3866 \times 242,7243 \times 0,8329}{(167,3866 + 242,7243)^2}}\right] = 137,4209 \text{ MPa}$$

- Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 167,3866 \text{ MPa (pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 137,4209 \text{ MPa (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

Dipilih  $F_{cr}$  yang memiliki nilai lebih kecil yaitu

$$F_{cr} = 137,4209 \text{ MPa}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 137,4209 \times 1626 = 201,102 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 201,102 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 28,371 \text{ kN (aman)}$$

- b. Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1800,74}{21,4} = 84,1467 < 300 \text{ (OK)}$$

- c. Pemeriksaan leleh tarik

$$\phi_t P_n = F_y A_g = 240 \times 960,4 = 390,24 \text{ kN}$$

$$\phi_t P_n = 390,24 \text{ kN} > P_u = 18,397 \text{ kN (aman)}$$

## 2.5. Penulangan Tangga

Pada perancangan tangga denah ruang tangga diharuskan memiliki lebar bordes minimum adalah selebar tangga jadi lebar bordes adalah setengah lebar dari L1. Dimana Tinggi Optrede (O) besarnya antara 150mm sampai 200mm, hal ini membuat jumlah anak tangga antar lantai adalah tinggi lantai dibagi dengan O ( $ntg = hlt o$ ). Sedapat mungkin besarnya O merupakan bilangan bulat. Besarnya antrede (A) ditentukan 280 mm atau 300mm sehingga lebar tangga Ltg adalah  $(12 hlt O - 1) A$ , sudut kemiringan sebuah tangga dapat dihitung dengan  $\alpha = \tan^{-1} (O A)$  dan tebal pelat tangga diperkirakan (htg)

Perhitungan beban tangga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan seperti berikut:

$$\text{berat sendiri tangga} = \frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume betton} = \dots\dots \text{kN/m}^2 \dots\dots (2.103)$$

$$\text{berat anak tangga} = \frac{1}{2} O \times \text{berat volume beton} = \dots\dots \text{kN/m}^2 \dots\dots (2.104)$$

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} = \dots\dots \text{kN/m}^2 \dots\dots (2.105)$$

$$\text{berat railing (diperkirakan)} = \dots\dots, \text{kN/m}^2 \dots\dots (2.106)$$

untuk perhitungan beban qbd dengan menggunakan persamaan seperti dibawah ini.

$$\text{berat sendiri tangga} = h_{tg} \times \text{berat volume beton} = \dots\dots \text{kN/m}^2 \dots\dots (2.107)$$

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} = \dots\dots \text{kN/m}^2 \dots\dots (2.108)$$

$$\text{berat railing (diperkirakan)} = 1,0 \quad \text{kN/m}^2 \dots\dots (2.109)$$

dengan memperhatikan persamaan-persamaan dibawah ini.

$$M_u = 1,4MDL \dots\dots (2.110) \quad M_u =$$

$$1,2MDL + 1,6MLL \dots\dots (2.111)$$

$$V_u = 1,4VDL \dots\dots (2.112)$$

$$V_u = 1,2VDL + 1,6VLL \dots\dots (2.113)$$

Pada perancangan tangga momen rencana (Mur) menghasilkan luas tulangan tegang (Atg) dalam mm<sup>2</sup>. Gaya geser rencana (Vur) digunakan untuk memeriksa ketebalan tangga (htg) dengan  $V_c \geq V_{ur}$  jika  $V_c < V_{ur}$  maka tebal tangga perlu diperbesar. Pada perencanaan momen rencana pelat fondasi tangga digunakan persamaan seperti berikut.

$$M_u = \frac{1}{2} \frac{(\sigma_{u_{max}} + \sigma_{u_{min}})}{2} \left( \frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b_{tg} \right)^2 \dots\dots (2.114)$$

Dan perhitungan gaya geser rencana pelat fondasi tangga dilakukan perhitungan dengan menggunakan persamaan seperti dibawah ini:

$$V_u = \frac{(\sigma_{u_{max}} + \sigma_{u_{min}})}{2} \left( \frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b_{tg} \right)^2 \dots\dots (2.115)$$

### 2.5.1. Tangga 1

Tebal pelat tangga diperkirakan (htg) = (150 mm)

Lebar lantai (L1) = 3000 mm

Lebar bordes = 1500 mm

Optrede (O) = 200 mm

Antrede (A) = 300 mm

Tebal plat tangga = 150 mm

Tinggi antar lantai (Het) = 4000 mm

Jumlah anak tangga :  $4000/200 = 20$  buah

Lebar tangga =  $(0,5 \times 20 - 1) \times 300 = 2700$  mm

Alpha =  $33,69^\circ$

### Perhitungan Beban

Beban qtg(beban tangga)

$$\text{berat sendiri tangga} = \frac{0,15}{\cos 33,69} \times 24 = 4,327 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat anak tangga} = \frac{1}{2} \times 0,2 \times 24 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat railing (diperkirakan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban qtg (Total)} : 4,327 \text{ kN/m}^2 + 2,4 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 = 8,65 \text{ kN/m}^2$$

Beban qbd

$$\text{Berat sendiri tangga} : \text{htg} \times \text{berat volume beton} : 0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin \& spesi} : 0,05 \times \text{berat volume ubin} : 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing} : 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat qbd (Total)} : 3,6 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2 = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban hidup} : 4,79 \text{ kN/m}^2$$

### Pembebanan melalui SAP2000

$$\text{MDL} = 22,58 \text{ kNm}$$

$$\text{MLL} = 12,54 \text{ kNm}$$

$$\text{VDL} = 21,26 \text{ kN}$$

$$\text{VLL} = 11,91 \text{ kN}$$

Kombinasi

$$\text{MU1} = 1,4 \times 22,58 = 31,61 \text{ kNm}$$

$$\text{MU2} = 1,2 \times 22,58 + 1,6 \times 12,54 = 47,16 \text{ kNm}$$

$$\text{VU1} = 1,4 \times 21,26 = 29,76 \text{ kN}$$

$$\text{VU2} = 1,2 \times 21,26 + 1,6 \times 11,91 = 44,57 \text{ kN}$$

Dipilih :

$$\text{Mur} = 47,16 \text{ kNm}$$

$$\text{Vur} = 44,57 \text{ kN}$$

Direncanakan

$$\text{Tulangan pokok} = \text{D16}; \text{As} = 201,143 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = \text{P8}; \text{As} = 50,286 \text{ mm}^2$$

$$\text{Fy tulangan pokok} = 380 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fy tulangan susut} = 280 \text{ Mpa}$$

$$\text{F}'\text{c} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{B} = 1 \text{ m}; \text{htg} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm};$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d_s = 150 - 20 - (16/2)/1000 = 0,122 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] = \frac{0,85 \times 20}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 23,58}{1,7 \times 0,9 \times 20 \times 1000 \times 122^2}} \right]$$

$$= 0,00463$$

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

$$A_s \text{ perlu} = \rho bd = 0,00463 \times 1000 \times 122 = 564,86 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{564,86} = 355,95 \text{ mm}$$

Digunakan D16-250

Cek gaya geser:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c} \times b \times d = 0,17 \times 1 \times \sqrt{20} \times 1000 \times 122 = 92,752 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 0,75 \times 92,752 = 69,564 \text{ kN} > V_{ur} = 55,704 \text{ (aman)}$$

Tulangan susut

$$p \text{ min} = 0,002$$

$$h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

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

$$A_s \text{ min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 p}{A_s \text{ min}} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{300} = 261,7994 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai} = 200 \text{ mm}$$

Tulangan P10-200

$$A_s \text{ pakai} = \frac{0,25\pi d^2 p}{h_{tg}} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{150} = 523,5988$$

$$A_s \text{ pakai} > A_s \text{ min (OK)}$$

**RENCANA PENULANGAN TANGGA LAPANGAN**



$$M_{ux} = 0,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ur} = 0,8 \times 59,688 \times 10^{-3} = 0,04775 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan pokok} = D16 ; A_s = 201,0619 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = P10 ; A_s = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 560 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ tulangan susut} = 390 \text{ Mpa}$$

$$F'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$B = 1 \text{ m}; \text{htg} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm} ; \beta_1 = 0,85$$

$$d_s = 150 - 20 - (16/2)/1000 = 0,122 \text{ mm}$$

### 2.5.2. Tangga Dua

$$\text{Tebal pelat tangga diperkirakan (htg)} = (150 \text{ mm})$$

$$\text{Lebar lantai (L1)} = 2200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar bordes} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Optrede (O)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Antrede (A)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal plat tangga} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi antar lantai (Het)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah anak tangga} : 4000/200 = 20 \text{ buah}$$

$$\text{Lebar tangga} = (0,5 \times 20 - 1) \times 300 = 2700 \text{ mm}$$

$$\text{Alpha} = 33,69^\circ$$

#### Perhitungan Beban

Beban qtg (beban tangga)

$$\text{berat sendiri tangga} = \frac{0,15}{\cos 33,69} \times 24 = 4,327 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat anak tangga} = \frac{1}{2} \times 0,2 \times 24 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{berat railing (diperkirakan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban qtg (Total)} : 4,327 \text{ kN/m}^2 + 2,4 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 = 8,65 \text{ kN/m}^2$$

Beban qbd

$$\text{Berat sendiri tangga} : \text{htg} \times \text{berat volume beton} : 0,15 \times 24 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat ubin \& spesi} : 0,05 \times \text{berat volume ubin} : 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing} : 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat qbd (Total)} : 3,6 \text{ kN/m}^2 + 1,05 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2 = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

Beban hidup : 4,79 kN/m<sup>2</sup>

**Pembebanan melalui SAP2000**

MDL = 22,58 kNm

MLL = 12,54 kNm

VDL = 21,26 kN

VLL = 11,91 kN

Kombinasi

MU1 = 1,4 x 22,58 = 31,61 kNm

MU2 = 1,2 x 22,58 + 1,6 x 12,54 = 47,16 kNm

VU1 = 1,4 x 21,26 = 29,76 kN

VU2 = 1,2 x 21,26 + 1,6 x 11,91 = 44,57 kN

Dipilih :

Mur = 47,16 kNm

Vur = 44,57 kN

Direncanakan

Tulangan pokok = D16; As = 201,143 mm<sup>2</sup>

Tulangan susut = P8; As = 50,286 mm<sup>2</sup>

Fy tulangan pokok = 380 Mpa

Fy tulangan susut = 280 Mpa

F'c = 25 Mpa

B = 1 m; h<sub>g</sub> = 150 mm

Selimit beton = 20 mm ;

β<sub>1</sub> = 0,85

d<sub>s</sub> = 150 - 20 - (16/2)/1000 = 0,122 mm

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] = \frac{0,85 \times 20}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 23,58}{1,7 \times 0,9 \times 20 \times 1000 \times 122^2}} \right]$$

$$= 0,00463$$

As min = 0,002bh = 0,002 x 1000 x 150 = 300 mm<sup>2</sup>

As perlu = ρbd = 0,00463 x 1000 x 122 = 564,86 mm<sup>2</sup>

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{As} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{564,86} = 355,95 \text{ mm}$$

Digunakan D16-250

Cek gaya geser:

V<sub>c</sub> = 0,17√f'c × b × d = 0,17 × 1 × √20 × 1000 × 122 = 92,752 kN

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 0,75 \times 92,752 = 69,564 \text{ kN} > V_{ur} = 55,704 (\text{aman})$$

Tulangan susut

$$p_{\min} = 0,002$$

$$h_{tg} = 150 \text{ mm}$$

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

$$A_{s \min} = 0,002 \times 1 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 p}{A_{s \min}} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{300} = 261,7994 \text{ mm}$$

Dipakai = 200 mm

Tulangan P10-200

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{0,25\pi d^2 p}{h_{tg}} = \frac{0,25\pi \times 10^2 \times 1000}{150} = 523,5988$$

$A_{s \text{ pakai}} > A_{s \min}$  (OK)

## 2.6. Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan yang telah dilaksanakan maka dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Perpustakaan Umum di Yogyakarta memiliki kelas situs tanah sedang (SD), perpustakaan ini masuk dalam kategori IV dan termasuk dalam KDS D.
2. *Output* pemodelan memiliki simpangan antar lantai yang aman.
3. Dalam perencanaan struktur atap, perpustakaan umum ini memiliki atap trapesium dengan dag beton yang menggunakan profil C 150×65×20 thickness 3,0 untuk gording, 2L 60×60×6 untuk desain elem kuda-kuda, dan menggunakan sambungan baut pada kuda-kuda.
4. Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah ini memiliki kolom struktur dengan ukuran 500×500 mm. Selain itu, bangunan ini memiliki 2 tipe balok induk dengan ukuran 300×400 mm (BI 1) dan ukuran 350×450 mm (BI 2). Adapun balok anak pada perpustakaan umum ini memiliki 2 tipe dengan ukuran 200×300 mm (BA 1) dan ukuran 300×300 mm (BA 2).
5. Pada perencanaan pelat arah, Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah memiliki 4 tipe pelat lantai menggunakan penulangan satu arah.
6. Perencanaan tangga pada gedung satu memiliki tulangan pokok tumpuan D16-300, tulangan pokok lapangan D16-150, dan tulangan susut P10-200. Pada gedung dua, perencanaan tangga memiliki tulangan pokok tumpuan D10-300, tulangan pokok lapangan D13-100, dan tulangan susut P8-150.

## 2.7. Penulangan Pelat Lantai

Pelat adalah salah satu bagian struktur horizontal dapat dipengaruhi oleh panjang bentang dan beban yang bekerja pada pelat tersebut. Pelat perlu diperkuat menggunakan tulangan baja karena strukturnya lebih banyak memikul momen lentur dan gaya geser sehingga perencanaan pelat lantai harus mempunyai ketinggian yang sama dan tidak miring. Selain itu, ketebalan pelat lantai dapat ditentukan dari beban, lendutan yang diijinkan, dan lebar bentang.

### 2.7.1. Penulangan Pelat Lantai Satu Arah

Sistem penulangan pelat satu arah hanya ditumpu pada kedua sisinya sehingga pelat mengalami lendutan dalam arah tegak lurus pada sisi tumpuan. Jika pelat bertumpu pada keempat sisi, hampir 95% beban akan didistribusikan dalam arah bentang yang pendek sehingga menjadi pelat satu arah. Terdapat beberapa syarat penggunaan koefisien momen yang diatur dalam SNI 2847:2019 pasal 6.5.2, seperti berikut :

- a. Beda panjang bentang tidak terlalu jauh, dengan batasan Panjang bentang yang tidak boleh melebihi 20% dari bentang terpendek
- b. Beban yang bekerja adalah beban merata
- c. Beban hidup  $< 3x$  beban mati

Jarak antar tulangan utama pada pelat tidak boleh lebih dari 3 kali ketebalan pelat ( $3h$ ) atau tidak lebih dari 450 hal ini mengacu pada peraturan SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 yang dapat dilihat pada gambar berikut ini:

**Tabel 7.6.1.1 –  $A_{s,min}$  untuk pelat satu arah nonprategang**

Tipe tulangan	$f_y$ , MPa	$A_{s,min}$	
Batang ulir	$< 420$	$0,0020A_g$	
Batang ulir atau kawat las	$\geq 420$	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014A_g$

Gambar 2.26. Pelat Satu Arah Non Prategang 1

#### 2.14.1.1. Perhitungan Pelat Satu Arah

**a.menentukan tebal plat minimum**

Berdasar kan SNI 2847:2019 tersebut mengatur tebal pelat minum yang digunakan adalah seperti tabel dibawah:

<b>Kondisi tumpuan</b>	<b>h minimum</b>
Tumpuan sederhana	ℓ/20
Satu ujung menerus	ℓ/24
Kedua ujung menerus	ℓ/28
Kantilever	ℓ/10

Gambar 2.27. Tebal Plat Minimum 1

Setelah mengetahui tebal pelat minimum maka menentukan nilai ds dengan menggunakan rumus:

$$ds = \text{tebal plat} - \text{selimut beton} - \left(\frac{\text{diameter tulangan}}{2}\right) \dots \dots \dots (2.101)$$

Perhitungan pembebanan pelat dilakukan dengan menggunakan persamaan seperti dibawah ini.

$$qU = 1,2qD + 1,6 qL \dots \dots \dots (2.102)$$

Gedung Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah memiliki 4 tipe pelat lantai satu arah. Berikut merupakan hasil dari perhitungan pelat lantai dengan penulangan satu arah:

1.Pelat Lantai Tipe A(6000x2000 mm)

Diketahui data untuk melakukan perhitungan seperti pada gambar 2.28

	A	B	C
Koef	0.04167	0,0625	0.111
Mu	1,624	2,436	4,3307
p	0,000389	0,000585	0,00104
As (mm2)	40,9171	61,3757	109,1123
Asmin	234	234	234
Aspasang	234	234	234
S	335,6402	335,6402	335,6402
pasang	P10-350	P10-350	P10-350

Gambar 2.28. Pelat Lantai Tipe A 1

Dalam merencanakan beban lantai menggunakan cara dibawah ini:

Berat Sendiri Pelat Lantai

Berat Satuan = 24

Tebal = 0,12 m

Q = Satuan x Tebal = 2,88 kN/m<sup>2</sup>

Berat Finishing Lantai

Berat Satuan = 21

Tebal = 0,05

$Q = \text{Satuan} \times \text{Tebal} = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Berat Plafon = 0,2 kN/m<sup>2</sup>

Berat Instalasi ME = 0,5 kN/m<sup>2</sup>

Total Beban Mati didapat dengan menjumlahkan semua hasil diatas dan menghasilkan 4,63 kN/m<sup>2</sup>

Menentukan tebal pelat minimum menggunakan persamaan 2.101 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tebal Pelat} &= \frac{2000}{28} \\ &= 71,43 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan 120 mm

$$\begin{aligned} ds &= \text{tebal plat} - \text{selimut beton} - \left( \frac{\text{diameter tulangan}}{2} \right) \\ &= 120 - 20 - \left( \frac{10}{2} \right) \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung pembebanan pelat menggunakan persamaan 2.102 seperti berikut:

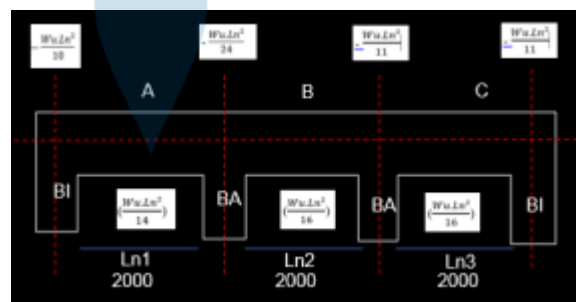
$q_d$  (beban mati) = 4,12 kN/m<sup>2</sup>

$q_l$  (beban hidup) = 3 kN/m<sup>2</sup>

$Q_u = (1,2 \cdot q_d) + 1,6 \cdot q_l = 9,744 \text{ kN/m}^2$

Menghitung momen pelat seperti dibawah ini:

Pada gambar 2.29 merupakan momen pada pelat lantai penulangan satu arah



Gambar 2.29. Momen Pelat 1

Moment Ultimate

Titik A

$M_u = (1/24) \cdot 9,744 \cdot (2,3)^2 = 2,14774 \text{ kNm}$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 2147740}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 105^2}} \right] = 0,000515$$

$$A_s = 0,000515 \times 1000 \times 105 = 54,075$$

$$A_{s \text{ min}1} = ((0,0018 \times 420) / 420) \times 1000 \times 130 = 234 \text{ mm}$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{234} = 335,64 \text{ mm} < 3h = 3(130) = 390 \text{ mm}$$

Titik B

$$M_u = (1/14) \times 9,744 \times (2,3)^2 = 3,68184 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 3681840}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 105^2}} \right] = 0,000883$$

$$A_s = 0,000883 \times 1000 \times 105 = 92,715$$

$$A_{s \text{ min}1} = ((0,0018 \times 420) / 420) \times 1000 \times 130 = 234 \text{ mm}$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{234} = 335,64 \text{ mm} < 3h = 3(130) = 390 \text{ mm}$$

Titik C

$$M_u = (1/9) \times 9,744 \times (2,3)^2 = 5,7273 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 572730}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 105^2}} \right] = 0,00137$$

$$A_s = 0,00137 \times 1000 \times 105 = 144,3010$$

$$A_{s \text{ min}1} = ((0,0018 \times 420) / 420) \times 1000 \times 130 = 234 \text{ mm}$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{234} = 335,64 \text{ mm} < 3h = 3(130) = 390 \text{ mm}$$

Tipe B memiliki langkah pengerjaan yang sama maka dari itu penulis hanya memberi rekapitulasi hasil akhir seperti dibawah ini:

2. Pelat Lantai Tipe B



	A	B	C
Koef	0.04167	0,0625	0.111
Mu	1,624	2,436	4,3307
p	0,000389	0,000585	0,00104
As (mm <sup>2</sup> )	40,9171	61,3757	109,1123
Asmin	234	234	234
Aspasang	234	234	234
S	335,6402	335,6402	335,6402
pasang	P10-350	P10-350	P10-350

Gambar 2.30 Data Pelat Lantai Tipe B 1

### 3. Pelat Lantai Tipe C

	A	B	C
Koef	0.04167	0.0714	0.111
Mu	2.537703	4.34826	6.7599
p	0.000639	0.00109	0.00170
As (mm <sup>2</sup> )	83.07	141.7	221
Asmin	234	234	234
Aspasang	234	234	234
S	335,6402	335,6402	335,6402
pasang	P10-350	P10-350	P10-350

Gambar 2.31. Data Pelat Lantai Tipe C 1

### 4. Pelat Lantai Tipe D

	A	B	C
Koef	0.04167	0.0714	0.111
Mu	1.62413	2.7829	4.3263
p	0.000389	0.000667	0.00104
As (mm <sup>2</sup> )	40.845	70.035	109.2
Asmin	234	234	234
Aspasang	234	234	234
S	335,6402	335,6402	335,6402
pasang	P10-350	P10-350	P10-350

Gambar 2.32. Data Pelat Lantai Tipe D 1

## 2.8. Penentuan Sistem Struktur

Sistem struktur yang ada pada bangunan yang diatur pada SNI 284:2019 dibedakan menjadi beberapa sistem, seperti berikut :

- Sistem pemikul gaya seismik (Seismic-force-resisting system). Sistem ini adalah bagian struktur yang didesain untuk menahan gaya gempa. Pembangunan gedung umum yang dilakukan dengan menggunakan ketentuan yang sesuai dengan kombinasi beban yang legal.
- Sistem rangka pemikul momen (Moment frame), merupakan rangka dimana terdapat komponen balok, pelat, kolom dan joint untuk menahan gaya lentur, gaya geser, dan gaya aksial.
- Sistem rangka pemikul momen biasa atau (Ordinary Moment Frame). Rangka balok atau rangka pelat kolom yang dicor ditempat yang memenuhi persyaratan. KDS D merupakan persyaratan desain seismik yang harus dimiliki oleh sebuah bangunan.
- Sistem rangka pemikul momen khusus atau (Special Moment Frame) merupakan salah satu sistem yang digunakan sebuah bangunan. Sistem rangka ini mengharuskan bangunan tersebut termasuk KDS C, D dan E.
- Sistem rangka pemikul momen menengah atau (intermediate Moment Frame) merupakan sistem yang digunakan untuk rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang dicor ditempat.

Pada gedung Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah di Yogyakarta, menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (Special Moment Frame). Sistem rangka ini digunakan karena bangunan ini didesain untuk menahan gaya lentur dan geser. Selain itu desain ini digunakan untuk daerah yang memiliki KDS D, E, dan F.

## 2.9. Perencanaan Pembebanan Struktur

Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah di Yogyakarta memiliki 1 gedung. Gedung tersebut memiliki 3 lantai. Dalam perhitungan perencanaan pembebanan struktur mengikuti data-data yang ada pada *preliminary design*, interpretasi data tanah, dan penentuan kelas situs.

### A. Pembebanan Gedung Asrama

#### 1. Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respons seismic dapat dihitung menggunakan rumus:

$$C_s = \frac{SD_1}{T_e^{0.5}} \dots \dots \dots (2.2)$$

$$= \frac{0,735}{T_e^{0.5}}$$

$$= \frac{0,8}{1,5}$$

$$= 0,137$$

Nilai  $C_s$  tersebut tidak perlu lebih besar dari rumus:

$$C_s = \frac{SD_1}{T_e^{0.5}}$$

$$C_s = \frac{S_D}{T_e^{0.5}}$$

Nilai tersebut harus lebih dari  $C_{smin}$  dengan rumus:

$$C_{smin} = 0,044 S_{DS} I_e > 0,01 \dots \dots \dots (2.4)$$

$$= 0,05 > 0,01$$



## 2. Berat Seismik Efektif Bangunan

Sebelum menghitung perencanaan beban perlu mengetahui berat seismik efektif pada bangunan terlebih dahulu. Berat seismik efektif bangunan yang diperhitungkan perlu mengetahui berat satuan atap, berat satuan lantai tipikal, berat satuan kolom dan balok.

### a. Berat Satuan Lantai Atap

Diketahui tebal pelat atap sebesar 100 mm, *waterproofing* sebesar 1,2 kN/m<sup>2</sup>, *plafond* dan MEP sebesar 0,25 kN/m<sup>2</sup> maka untuk menghitung berat sendiri pada pelat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat} &= t \times \text{jumlah pelat} \dots\dots\dots (2.5) \\
 &= 0,1 \times 24 \\
 &= 24 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Hasil dari *Dead Load* merupakan penjumlahan dari data yang diketahui yaitu sebesar 3,85 kN/m<sup>2</sup>. Namun saat input ke dalam *software* harus dikurangi dengan berat sendiri pelat yaitu 1,45 kN/m<sup>2</sup>.

### b. Berat Satuan Lantai Tipikal

Diketahui tebal pelat lantai sebesar 120 mm, pasir 4 cm sebesar 0,68 kN/m<sup>2</sup>, spesi 2 cm sebesar 0,4 kN/m<sup>2</sup>, penutup lantai sebesar 0,24 kN/m<sup>2</sup>, partisi sebesar 1 kN/m<sup>2</sup>, *plafond* dan MEP sebesar 0,25 kN/m<sup>2</sup>. Perhitungan berat sendiri pelat lantai menggunakan rumus 2.5 dengan hasil 2,88 kN/m<sup>2</sup>. Dari data-data yang diketahui maka hasil *Dead Load* merupakan penjumlahan dari semua data tersebut sehingga menghasilkan 5,45 kN/m<sup>2</sup>. Namun saat input ke dalam *software* harus dikurangi dengan berat sendiri pelat yaitu 2,57 kN/m<sup>2</sup>.

### c. Berat Satuan Kolom dan Balok

Berikut merupakan gaya balok dan kolom yang terdapat pada gedung satu:

BI1 300×400	= 3,564 kN/m
BI2 350×450	= 2,772 kN/m
BA1 200×300	= 1,932 kN/m
BA2 300×300	= 2,772 kN/m
Kolom 400×400	= 3,84 kN/m

Setelah berat satuan diketahui maka dapat menghitung berat seismik efektif bangunan tiap lantai dengan menjumlahkan besar pelat lantai, balok, dan kolom yang terdapat pada lantai tersebut. Rumus yang digunakan sebagai berikut:

$$\text{Pelat lantai} = \text{luas lantai} \times \text{berat satuan lantai} \dots \dots \dots (2.5)$$

$$\text{Balok} = (\text{balok} \times \text{panjang}) + (\text{balok} \times \text{lebar}) \times \text{berat satuan balok} \quad (2.6)$$

$$\text{Kolom} = \text{jumlah kolom} \times \text{tinggi lantai} \times \text{berat satuan kolom} \dots \dots \dots (2.7)$$

Sehingga hasil perhitungan dari rumus tersebut

untuk lantai satu sebagai berikut:

$$\text{Pelat lantai} = 36 \times 24 \times 5,45$$

$$= 4708,8 \text{ kN}$$

$$\text{BI1} = 318 \times 3,564$$

$$= 9302,236 \text{ kN}$$

$$\text{BI2} = 3 \times 2,772$$

$$= 8,316 \text{ kN}$$

$$\text{BA2} = 406 \times 2,772$$

$$= 533,584 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom} = 34 \times 2,5 \times 6$$

$$= 510 \text{ kN}$$

Berat seismik efektif ( $W_1$ ) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 6410,235 kN. Perhitungan untuk lantai 2 menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\text{Pelat lantai} = 42 \times 27 \times 5,45$$

$$= 6180,3 \text{ kN}$$

$$\text{BI1} = 442,16 \times 3,564$$

$$= 1545,3504 \text{ kN}$$

$$\text{BI2} = 66 \times 2,772$$

$$= 182,952 \text{ kN}$$

$$\text{BI3} = 30 \times 3,564$$

$$= 106,92 \text{ kN}$$

$$\text{BA1} = 6 \times 1,932$$

$$\begin{aligned}
 &= 11,592 \text{ kN} \\
 \text{BA2} &= 288 \times 2,772 \\
 &= 856,548 \text{ kN} \\
 \text{Kolom} &= 49 \times (2,5 + 2,5) \times 6 \\
 &= 1470 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W2) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 10353,6624 kN. Perhitungan untuk lantai 3 menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat lantai} &= 42 \times 27 \times 5,45 \\
 &= 6180,3 \text{ kN} \\
 \text{BI1} &= 411 \times 3,564 \\
 &= 771,216 \text{ kN} \\
 \text{BI2} &= 66 \times 2,772 \\
 &= 182,952 \text{ kN} \\
 \text{BA2} &= 288 \times 2,772 \\
 &= 856,548 \text{ kN} \\
 \text{Kolom} &= 45 \times (2,5 + 3) \times 6 \\
 &= 1485 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W3) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 9721,464 kN. Perhitungan untuk atap menggunakan rumus 2.5, 2.6, 2.7 dengan hasil sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat atap} &= 42 \times 27 \times 5,45 \\
 &= 6180,3 \text{ kN} \\
 \text{BI1 (atap)} &= 411 \times 3,78 \\
 &= 802,32 \text{ kN} \\
 \text{BI2 (atap)} &= 66 \times 2,94
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 194,04 \text{ kN} \\
 \text{BA2 (atap)} &= 288 \times 2,94 \\
 &= 908,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat seismik efektif (W Atap) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas yaitu 6982,62 kN. Berat mati total (W) merupakan jumlah dari W1, W2, W3, dan W Atap yaitu 33197,9824 kN. Setelah itu untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \dots\dots\dots (2.8) \\
 &= 0,14 \times 45516,96 \text{ kN} \\
 &= 6372,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 3. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan pada ETABS juga perlu mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan cara seperti berikut:

$$K = 0,5T + 0,75 \dots\dots\dots (2.9)$$

$$F_x = C_{vx} \times V \dots\dots\dots (2.10)$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada gedung satu:

Lantai	Wx (kN)	Hx (m)	Wx.Hx <sup>k</sup>	Fx (kN)
Atap	11205	17,3	176945,9	2603,6236
3	11437,32	12	126756,9	1865,1314
2	11437,32	8	85608,2	1259,6593
1	11437,32	4	43764,13	643,9558
		41,3	433075,2	6372,37

Gambar 2.10. Rekapitulasi Beban Gempa 1 1

Setelah menentukan beban gempa maka perlu menghitung pengaruh gempa secara vertical dan horizontal menggunakan rumus seperti berikut:

$$\text{Pengaruh gempa horizontal (Eh)} = \rho \times Q \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan :  $\rho$  = faktor redundansi (untuk

KDS D, E, F menggunakan  $\rho = 1,3$ )  $Q$  = pengaruh

gaya gempa horizontal dari V

Dari rumus 2.11 memperoleh hasil sebagai berikut:



$$E_h = \rho \times Q$$

$$= 1,3 \times 6372,37$$

$$= 8284,081$$

$$\text{Pengaruh gempa vertikal (} E_v \text{)} = 0,2 \times S_{ds} \times D \dots \dots \dots (2.12)$$

Keterangan :  $D = \text{Dead Load}$

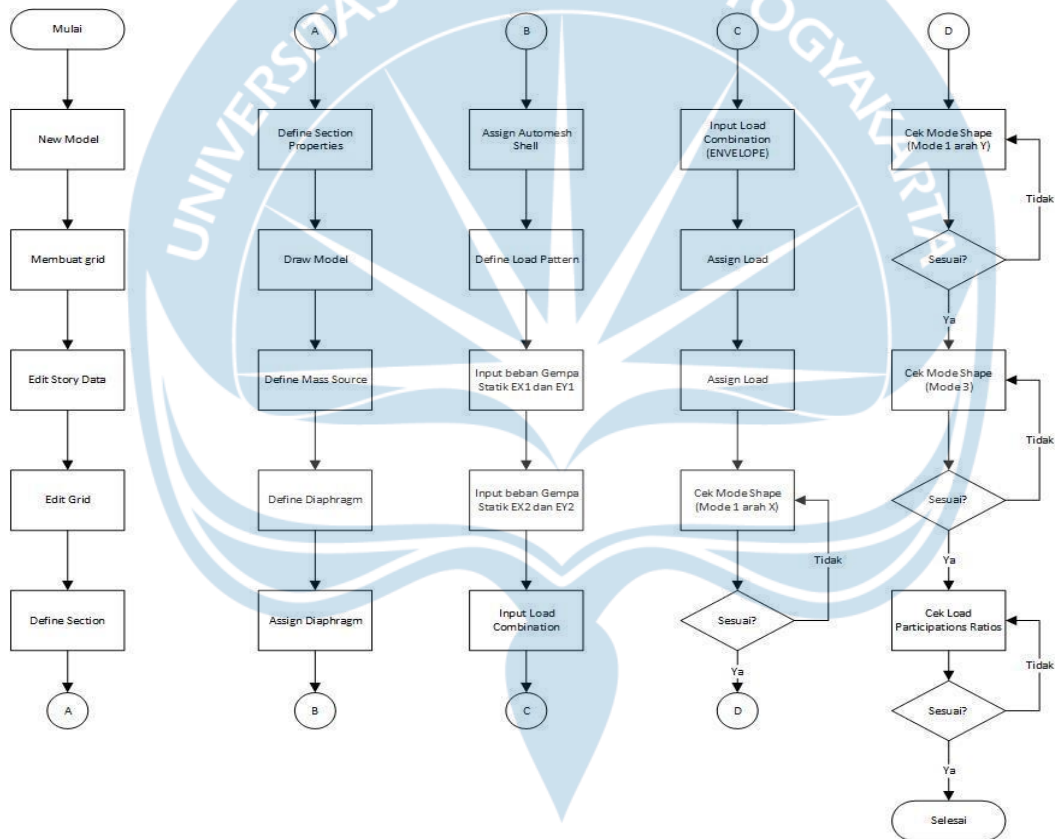
Dari rumus 2.12 memperoleh hasil sebagai berikut:

$$E_v = 0,2 \times 0,735 \times 5,69$$

$$= 0,6976$$

**2.7. Pemodelan Struktur**

Pemodelan struktur Gedung Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah di Yogyakarta menggunakan *software* ETABS dengan langkah-langkah sebagai berikut:



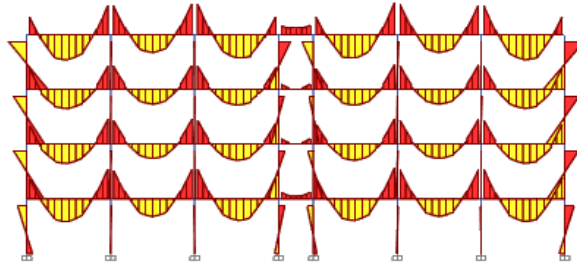
Gambar 2.11. Langkah-Langkah Pemodelan Gedung 1

**2.8. Interpretasi Output Pemodelan**

*output* dari pemodelan Gedung Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah di Yogyakarta sebagai berikut:

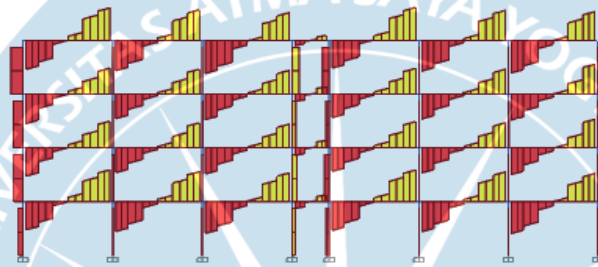
### 2.8.1 Pengambilan Gaya Dalam Balok

BMD Balok :



*Gambar 2.12 BMD 1*

SFD Balok :



*Gambar 2.13. SFD 1*

Berdasarkan ukuran, balok pada model

dapat diklasifikasikan sebagai berikut Balok Induk 1

= 300 x 400 mm

Balok Induk 2 = 350 x 450 mm

Balok Anak 1 = 200 x 300 mm

Balok Anak 2 = 300 x 300 mm

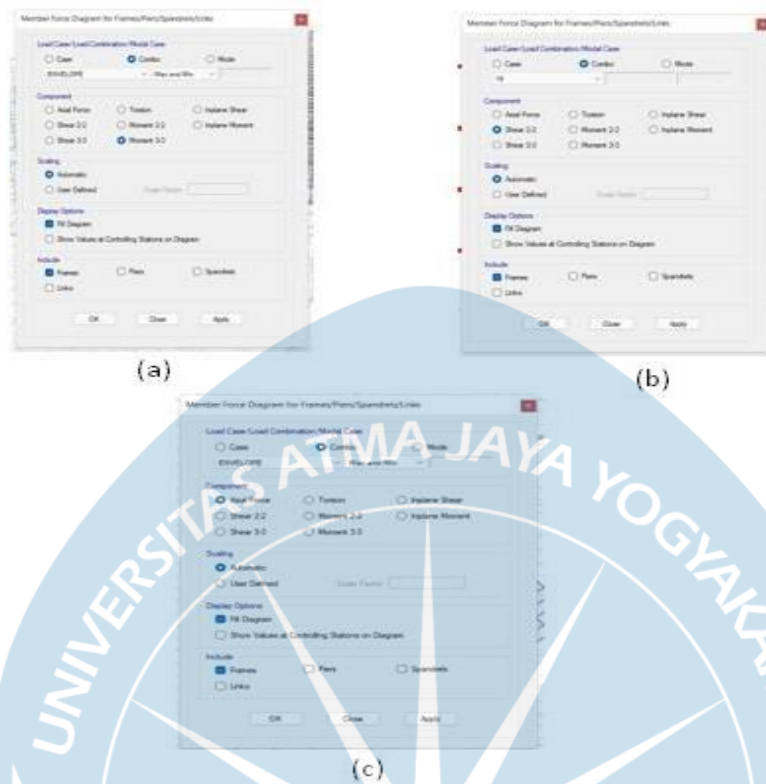
Tabel 2.6. Output Gaya 1

Tabel 2.3. Output Gaya

	Balok Induk	Balok Anak
<b>Gaya Momen Positif (kNm)</b>	<b>262,21</b>	<b>54,0984</b>
<b>Gaya Momen Negatif (kNm)</b>	<b>-259,04</b>	<b>-49,7059</b>
<b>Gaya Geser (kN)</b>	<b>143,3521</b>	<b>72,699</b>

## 2.9. Pengambilan Gaya Dalam Kolom

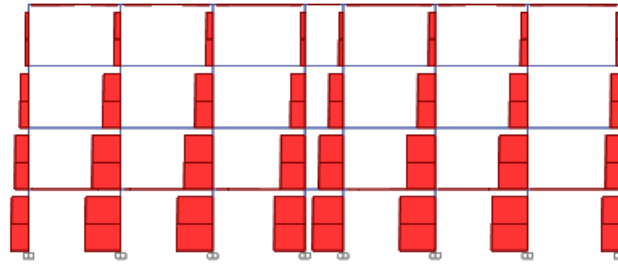
Gaya dalam yang diambil untuk merencanakan kolom harus



Gambar 2.14 Langkah-Langkah Pengambilan Gaya dalam Kolom 1

menggunakan kombinasi *envelope* sebagai berikut:

Axial Force Kolom Bangunan



Gambar 2.15. Langkah-Langkah Pengambilan Gaya dalam Kolom 1

Berdasarkan ukuran, kolom pada model dapat diklasifikasikan sebagai berikut: Kolom : 400 x 400 mm

Tabel 2.7. Output Gaya Kolom 1

**Tabel 2.4. Output Gaya Kolom**

K1 (400x400)		
Pu (Kn)	min	-1324,7397
	max	327,3358
Mu (kNm)	Min	-739,4398
	max	1300,5348
Vu (kNm)		245,6878

### 2.10. Simpangan Antar Lantai

Perustakaan 3 lantai dengan jenis struktur beton SRPMK dengan

design force deflection( $\delta_{xe}$ ) yang dapat dilihat di *table Story Response*

(ETABS) seperti gambar dibawah ini

**EX1**

**TABLE: Story Response**

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
ATAP	16	Top	14.982	2.066
STORY3	12	Top	14.928	2.038
STORY2	8	Top	14.134	1.779
STORY1	4	Top	6.7	0.755
BASE	0	Top	0	0

Gambar.2.16. Design Force Deflection Ex 1

**EY1**

**TABLE: Story Response**

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
ATAP	16	Top	2.538	13.597
STORY3	12	Top	2.501	13.522
STORY2	8	Top	2.315	12.812
STORY1	4	Top	1.072	6.074
BASE	0	Top	0	0

Gambar 2.17. Design Force Deflection Ey 1 1

Simpangan antar tingkat izin dapat dilihat seperti gambar dibawah ini :

Tabel 20 – Simpangan antar tingkat izin,  $\Delta_a^{a,b}$

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 tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Gambar 2.18. Tabel SNI Simpangan Antar Tingkat Izin 1

x							
Story	hx	h	yx <sub>e</sub>	yx	Δ	Δ <sub>ijin</sub>	ket
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Atap	16000	4000	14.982	54.934	0.198	46.15385	OK
Lt3	12000	4000	14.928	54.736	2.911333	46.15385	OK
Lt2	8000	4000	14.134	51.82467	27.258	46.15385	OK
Lt1	4000	4000	6.7	24.56667	24.56667	46.15385	OK

y							
Story	hx	h	yx <sub>e</sub>	yx	Δ	Δ <sub>ijin</sub>	ket
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
Atap	16000	4000	13.597	49.85567	0.275	46.15385	OK
Lt3	12000	4000	13.522	49.58067	2.603333	46.15385	OK
Lt2	8000	4000	12.812	46.97733	24.706	46.15385	OK
Lt1	4000	4000	6.074	22.27133	22.27133	46.15385	OK

Gambar 2.19. Rekapitulasi Hasil Simpangan Antar Lantai 1

Berdasarkan hitungan diatas, didapatkan kesimpulan bahwa simpangan yang terjadi pada struktur 3 lantai tersebut tidak melebihi simpangan izin

## 2.11. Perancangan Balok

### 2.11.1. Balok Anak

Berdasarkan Tabel 21.2.2 SNI 2847:2019 merencanakan balok beton bertulang perlu menentukan faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami lentur dan aksial dapat dilihat pada Gambar 2.20.

Tabel 21.2.2 – Faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial

Regangan tarik netto ( $\epsilon_t$ )	Klasifikasi	$\phi$			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0,005$	Transisi <sup>[1]</sup>	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0,005 - \epsilon_{ty})}$	d)
$\epsilon_t \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

<sup>[1]</sup> Untuk penampang transisi, diperbolehkan memakai nilai faktor kekuatan sama dengan penampang terkontrol tekan

Gambar 2.20 SNI 2847:2019 1



Gaya dan regangan balok menggunakan rumus seperti berikut:

$$C_c = 0,85 \times F_c \times a \times b \dots \dots \dots (2.70)$$

$$T_s = A_s F_y \dots \dots \dots (2.71)$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 F_c') \dots \dots \dots (2.72)$$

$$M_n = C_c (d - \frac{a}{2}) + (d - d') \dots \dots \dots (2.73)$$

Perhitungan tulangan tunggal menggunakan persamaan:

$$M_n = C_c (d - \frac{a}{2}) \text{ dengan memasukkan rumus 2.70 sehingga untuk meninjau}$$

tulangan tunggal diperoleh seperti berikut:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f_c' b}} \dots \dots \dots (2.74)$$

Agar faktor reduksi  $\phi$  menjadi 0,9 atau terkendali tarik maka nilai  $a$  harus dibatasi. Berdasarkan SNI 2847:2019 regangan baja tarik terluar ( $\epsilon_s$ ) minimum sebesar 0,005. Sehingga didapatkan persamaan untuk nilai  $C_{max}$  sebagai berikut:

Agar faktor reduksi  $\phi$  menjadi 0,9 atau terkendali tarik maka nilai  $a$  harus dibatasi. Berdasarkan SNI 2847:2019 regangan baja tarik terluar ( $\epsilon_s$ ) minimum sebesar 0,005. Sehingga didapatkan persamaan untuk nilai  $C_{max}$  sebagai berikut:

$$\epsilon_{c \max} = 0,003$$

$$\epsilon_{c \min} = 0,005$$

$$C_{\max} = \frac{\epsilon_{c \max}}{\epsilon_{c \max} + \epsilon_{c \min}} d \dots \dots \dots (2.75)$$

$$= \frac{0,003}{0,003 + 0,005} d$$

$$C_{\max} = \frac{3}{8} d = 0,375d \dots \dots \dots (2.76)$$

Nilai  $a$  harus dibatasi agar terjadi terkendali tarik dimana terdapat persamaan:

$$a_{\max} = \beta_1 C_{\max} \dots \dots \dots (2.77)$$

Asumsi desain untuk kekuatan lentur dan aksial ( $\beta_1$ ) mengacu pada SNI 2847:2019

Jika  $a \leq a_{max}$  maka untuk mendapatkan luas tulangan menggunakan rumus:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad (2.78)$$

Jika  $a \leq a_{max}$  maka diperlukan tulangan desak dengan rumus:

$$C_c = 0,85 f_c' a_{max} b \quad (2.79)$$

Perhitungan jumlah tulangan yang diperlukan menggunakan rumus:

$$n = \frac{A_s}{d} \quad (2.80)$$

Cek terhadap as min dan as max menggunakan rumus:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b d \quad (2.81)$$

Jika  $A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ max}}$  maka gunakan  $A_{s \text{ min}}$  tetapi jika sebaliknya maka gunakan  $A_{s \text{ max}}$ .

Cek  $A_s$  aktual menggunakan rumus:

$$A_{s \text{ aktual}} = \frac{1}{4} \times d^2 \times \pi \times 2 \quad (2.83)$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 dalam perencanaan tulangan geser terdapat beberapa perhitungan dari gaya geser yang terjadi pada balok dimana sebagian dipikul oleh beton dan sisanya dipikul oleh tulangan geser antara lain:

a. Kuat geser beton tanpa gaya aksial

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (2.84)$$

b. Kuat geser beton dengan gaya aksial tekan

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (2.85)$$

c. Kuat geser beton dengan gaya aksial tarik signifikan

$$V_c = 0,17 \left( 1 - \frac{N_u}{3,5 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_w d \quad (2.86)$$

Perhitungan kuat geser sengkang dapat menggunakan rumus:

$$V_s = \frac{A_v F_y t d}{s} \quad (2.87)$$

Dasar perancangan tulangan geser dibedakan menjadi 3 kondisi, antara lain:

- Jika  $0,5 \phi V_c \geq V_u$  maka secara teoritis tidak membutuhkan tulangan geser tetapi tetap dipasang tulangan sengkang dengan jarak bebas.
- Jika  $0,5 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$  maka dipasang tulangan geser minimum dengan spasi

mengikuti ketentuan spasi maksimum sengkang.

c. Jika  $V_u > \emptyset V_c$  maka dihitung kebutuhan tulangan geser.

Ketentuan tulangan geser minimum sudah diatur pada SNI 2847:2019 dengan memperhitungkan  $A_{v,min}$  menggunakan rumus sebagai berikut:

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{0,35 b_w s}{f_{yt}} \dots \dots \dots (2.88)$$

Dengan memeriksa batasan dimensi menggunakan rumus:

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \dots \dots \dots (2.89)$$

Menghitung kebutuhan spasi sengkang menggunakan rumus:

$$S = \frac{A_v F_{yt} d}{V_s} \dots \dots \dots (2.90)$$

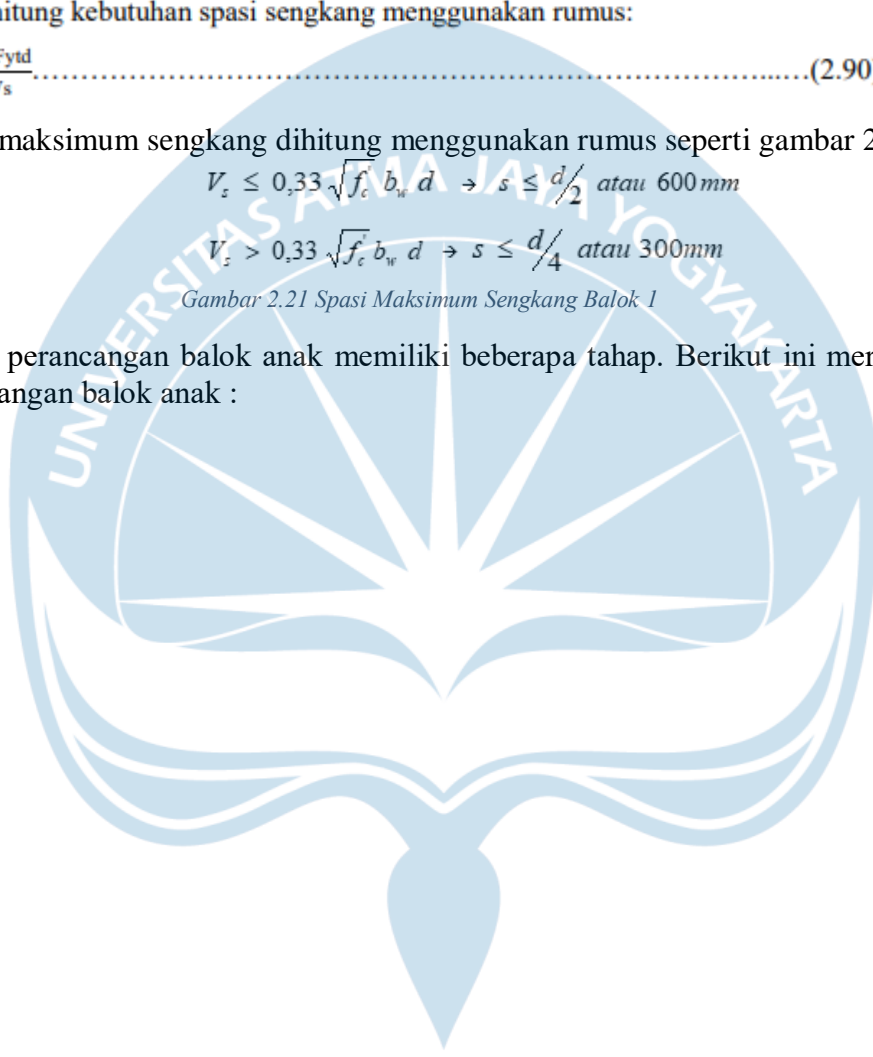
Spasi maksimum sengkang dihitung menggunakan rumus seperti gambar 2.21.

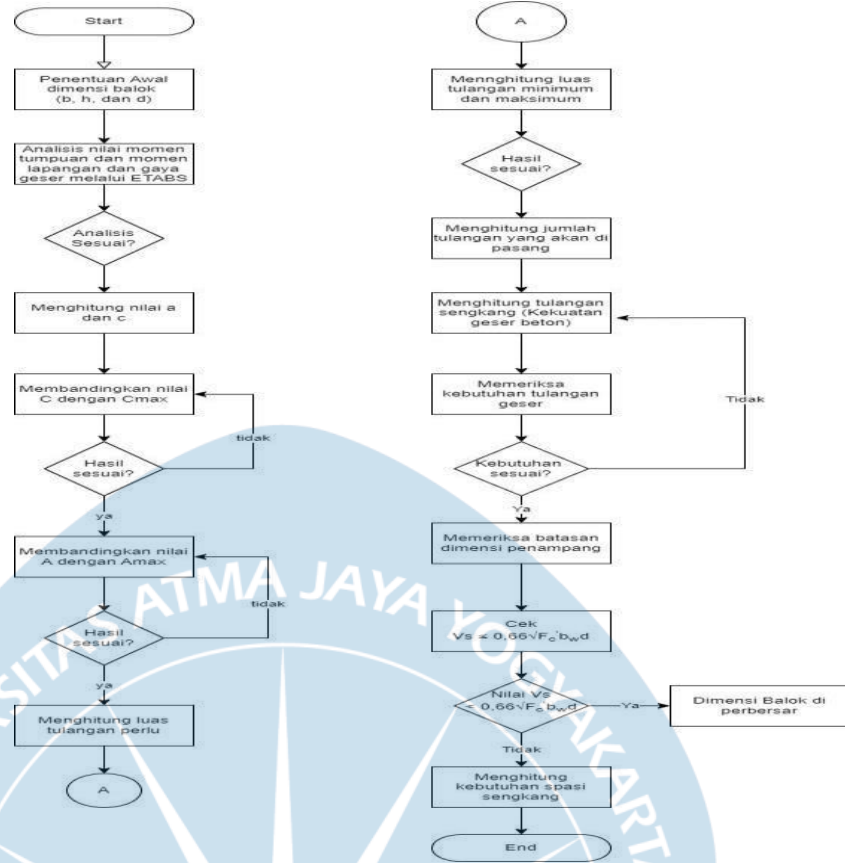
$$V_c \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow s \leq \frac{d}{2} \text{ atau } 600 \text{ mm}$$

$$V_c > 0,33 \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow s \leq \frac{d}{4} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

Gambar 2.21 Spasi Maksimum Sengkang Balok 1

Dalam perancangan balok anak memiliki beberapa tahap. Berikut ini merupakan tahap-tahap perancangan balok anak :





Gambar 2.22. Perancangan Balok Anak 1

Berikut merupakan perhitungan perencanaan balok anak yang terdapat pada Gedung asrama Pondok Pesantren Assalafiyah di Yogyakarta:

**1. Balok Anak 1**

Diketahui dimensi balok anak 1 memiliki ukuran 200×300 mm dengan  $f_c$  25 MPa dan  $f_y$  420 MPa. Balok anak 1 memiliki selimut beton 40 mm, diameter tulangan sebesar 16 mm dan diameter sengkang sebesar 10 mm. Diperoleh nilai  $V_u$  dan  $M_u$  dari etabs yaitu:

$$V_u \text{ Tumpuan} = -67,5974 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ Lapangan} = 67,5974 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ Tumpuan} = -83,9337 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ Lapangan} = 87,8379 \text{ kNm}$$

**Tulangan Longitudinal Tumpuan** ( $M_u = -83,9337 \text{ kNm}$ )

$$a = 337,5 - \sqrt{337,5^2 - \frac{2 \times 83,9337 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} = 46,56 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{46,56}{0,85} = 54,78 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 337,5 = 126,56 \text{ mm}$$

Karena  $C < C_{\max}$  maka  $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{83,9337 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(337,5 - \frac{46,56}{2}\right)} = 706,66 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{706,66}{491} = 1,43 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

Untuk mendapatkan jumlah tulangan maka menggunakan rumus 2.80 dimana hasil  $A_s$  dibagi dengan  $d$  sebesar 491 mm sehingga didapatkan jumlah 2 buah. Dengan demikian dapat digunakan 2D25. Setelah itu perlu untuk memeriksa tulangan terhadap  $a_s$  min,  $a_s$  max, dan  $a_s$  aktual dengan menggunakan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 sebagai berikut:

Cek terhadap  $a_s$  min,  $a_s$  max dan  $a_s$  aktual

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 337,5 = 337,5 \text{ mm}^2$$

$A_s$  perlu  $>$   $A_s$  min, maka digunakan  $A_s$  perlu = 706,66  $\text{mm}^2$

$$A_{s,\max} = \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 300 \times 337,5}{420} = 1844,196 \text{ mm}^2$$

$A_s$  perlu  $<$   $A_s$  max, maka digunakan  $A_s$  perlu = 706,66  $\text{mm}^2$

**Tulangan Longitudinal Lapangan ( $M_u = 87,8379 \text{ kNm}$ )**

$$a = 337,5 - \sqrt{337,5^2 - \frac{2 \times 87,8379 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 250 \times 300}} = 46,49 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{46,49}{0,86} = 54,69 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 337,5 = 126,56 \text{ mm}$$

Karena  $C < C_{\max}$  maka  $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{87,8379 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(337,5 - \frac{46,49}{2}\right)} = 739,45 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{739,45}{491} = 1,5 \text{ buah} = 2 \text{ buah}$$

Digunakan **2D25**

Cek terhadap  $A_{s,\min}$  dan  $A_{s,\max}$

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 337,5 = 337,5 \text{ mm}^2$$

$A_{s,\text{perlu}} > A_{s,\min}$ , maka digunakan  $A_{s,\text{perlu}} = 739,45 \text{ mm}^2$

$$A_{s,\max} = \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 300 \times 337,5}{420} = 1844,196 \text{ mm}^2$$

$A_{s,\text{perlu}} < A_{s,\max}$ , maka digunakan  $A_{s,\text{perlu}} = 739,45 \text{ mm}^2$

Untuk mendapatkan jumlah tulangan maka menggunakan rumus 2.80 dimana hasil  $A_s$  dibagi dengan  $d$  sebesar 491 mm sehingga didapatkan jumlah 2 buah. Dengan demikian dapat digunakan 2D25. Setelah itu perlu untuk memeriksa tulangan terhadap  $A_{s,\min}$ ,  $A_{s,\max}$ , dan  $A_{s,\text{aktual}}$  dengan menggunakan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 sebagai berikut:

Cek terhadap  $A_{s,\min}$ ,  $A_{s,\max}$ , dan  $A_{s,\text{aktual}}$

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 337,5 = 337,5 \text{ mm}^2$$

$A_{s,\text{perlu}} > A_{s,\min}$ , maka digunakan  $A_{s,\text{perlu}} = 739,45 \text{ mm}^2$

$$A_{s,\max} = \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 300 \times 337,5}{420} = 1844,196 \text{ mm}^2$$

$A_{s,\text{perlu}} < A_{s,\max}$ , maka digunakan  $A_{s,\text{perlu}} = 739,45 \text{ mm}^2$

### Tulangan Geser Tumpuan dengan $V_u$ sebesar 67,5974 kN

Perhitungan tulangan geser tumpuan dapat mengikuti rumus sesuai dengan kondisi yang terjadi. Dalam hal ini kondisi yang terjadi pada balok anak 1 yaitu  $0,5 \phi V_c \geq V_u$  sehingga tidak dibutuhkan tulangan geser. Penjabaran perhitungan pada kondisi tersebut sebagai berikut:

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{25} \times 300 \times 237,5 = 45421 N = 45,421 kN$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 45,421$$

$$= 22,7105 kN$$

### Tulangan Geser Lapangan ( $V_u = 67,5974 kN$ )

Perhitungan tulangan geser lapangan dan tumpuan memiliki rumus yang sama. Pada tulangan geser lapangan memiliki kondisi  $0,5 \phi V_c \geq V_u$  dengan  $\phi V_c$  sebesar 45,421 dan  $0,5 \phi V_c$  sebesar 22,7105 sehingga tidak dibutuhkan tulangan geser.

## 2.12. Balok Induk

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus atau SRPMK merupakan suatu sistem struktur yang dirancang dan diberi detailing untuk menahan beban gempa. SNI 2847:2019 pasal 18.6 sampai 18.9 mengatur penggunaan SRPMK pada daerah Kategori Desain Seismik D, E, dan F

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 mengatur sebuah komponen lentur dari bagian SRPMK harus memenuhi kriteria yang merupakan syarat dimensi penampang. Berikut ini adalah syarat dimensi penampang sebagai berikut:

- a. Panjang bentang bersih ( $l_n$ ), harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif ( $l_n \geq 4d$ )
- b. Lebar penampang ( $b_w$ ), tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang dan tidak boleh diambil kurang dari 250 mm ( $b_w \geq 0,3h$  atau 250mm).
- c. Lebar penampang ( $b_w$ ), tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali dimensi kolom arah sejajar komponen lentur.



Jumlah tulangan lentur tarik disebelah atas atau disebelah bawah penampang, luas perlu (As) tidak boleh kurang dari perhitungan persamaan berikut.

$$0,25\sqrt{f_c}f_y b_w.d \dots\dots\dots(2.91) \frac{1,4}{f_y} b_w.d \dots\dots$$

$$\dots\dots\dots(2.92).$$

Kedua rumus tersebut harus memberikan nilai  $\leq A_s \leq 0,025b_w d$  yang merupakan salahsatu syarat tulangan lentur. Kuat lentur positif dari sebuah komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal tersebut dapat dilihat pada rumus berikut ini:

$$\phi M_n + \frac{k_i > \frac{1}{2} \phi M_n}{2} - k_i \quad (\text{Tumpuan Kiri}) \dots\dots\dots(2.93)$$

$$\phi M_n + k_a \geq \frac{1}{2} \phi M_n - k_a (\text{Tumpuan Kanan}) \dots\dots\dots(2.94)$$

Kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang disepanjang bentang tidak boleh kurang dari ¼ kuat lentur terbesar yang telah dihitung pada kedua muka kolom tersebut.

Sambungan lewatan pada tulangan lentur diizinkan jika ada tulangan sengkang tertutup yang mengikat pada sambungan tersebut. Spasi sengkang yang mengikat tidak lebih dari d/4 atau 100 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada daerahhubungan kolom, daerah muka kolom, tempat yang kemungkinan akan terjadi luluh lentur karena perpindahan inelastik strukturrangka.

Tulangan transversal memiliki syarat yaitu:

- a. Sengkang transversal harus dipasang pada daerah dua kali tinggi balok dari muka.tumpuan, dua kali tinggi balok pada kedua sisi diukur dari lokasi terjadinya luluh lentur.
- b. Jarak sengkang transversal dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.
- c. Pada daerah yang tidak perlu sengkang transversal, kedua ujung Sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari d/2.

Pada kekuatan geser balok terdapat syarat dimana daerah yang memerlukan tulangan tertutup harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$  jika gaya geser akibat gempa lebih kuat dari geser maksimum dan gaya aksial terfaktor ( $P_u$ ) lebih kecil dari  $agf^2c/20$ . Tulangan transversal pada balok SRPMK didesain untuk memikul gaya geser rencana ( $V_e$ ) akibat kuat lentur maksimum ( $M_{pr}$ ) dengan tanda berlawanan yang bekerja pada muka-muka tumpuan. Komponen struktur secara bersamaan menahan beban gravitasi yang berfokus di sepanjang bentangnya dengan menggunakan rumus seperti berikut:

$$M_{pr} = A_s (1,25f_y) \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.95)$$

$$a = \frac{A_s (1,25f_y)}{0,85f_c b} \dots\dots\dots(2.96)$$

Besar gaya geser rencana dapat dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$V_E = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u l_n}{2} \dots\dots\dots(2.97)$$

Kekuatan geser balok dapat dihitung dengan persamaan seperti dibawah ini. gempa dari kiri dapat dihitung dengan dengan rumus Gaya geser rencana ( $V_e$ ) :

$$V_{e1} = V_{G1} - V_{E1} \dots\dots\dots(2.98)$$

$$V_{e2} = V_{G2} + V_{E2} \dots\dots\dots(2.99)$$

Gempa dari kanan dapat dihitung menggunakan persamaan Gaya geser rencana ( $V_e$ ) juga dapat menggunakan rumus 2.98 dan 2.99

Berikut merupakan perhitungan balok induk yang terdapat pada gedung asrama pondok pesantren Assalafiyah Yogyakarta :

**3. Balok Induk 1**

Diketahui dimensi balok induk 1 memiliki ukuran 400x500 mm dengan  $f_c$  25 MPa dan  $f_y$  420 MPa. Balok induk 1 memiliki selimut beton 40 mm, diameter tulangan 25mm dan diameter sengkang 10 mm. Diperoleh nilai  $V_u$ ,  $M_u$ , dan  $V_g$  dari ETABS yaitu:

$V_u = 123,3081 \text{ kN}$

$V_g = 67,5155 \text{ kN}$

$M_u \text{ tumpuan} = -180,9372 \text{ kNm}$

$M_u \text{ lapangan} = 141,0573 \text{ kNm}$

### 2.12.1. Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan dengan Mu sebesar -180,9372 kNm

Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan menggunakan rumus 2.74, 2.76, dan 2.77 dengan hasil sebagai berikut:

$$a = 437,5 - \sqrt{437,5^2 - \frac{2 \times 180,9372 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 400}} = 57,89 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{57,89}{0,85} = 68,11 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 437,5 = 164,06 \text{ mm}$$

Karena  $C < C_{\max}$  maka digunakan  $\phi$  sebesar 0,9

Setelah itu mencari luas tulangan menggunakan rumus 2.78 dengan hasil sebagai berikut:

$$A_s = \frac{180,9372 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left( 437,5 - \frac{57,89}{2} \right)} = 1171,62 \text{ mm}^2$$

Untuk mendapatkan jumlah tulangan maka menggunakan rumus 2.80 dimana hasil  $A_s$  dibagi dengan luas tulangan diameter 25 sebesar 490 mm sehingga didapatkan jumlah 3 buah. Dengan demikian dapat digunakan 3D25. Setelah itu perlu untuk memeriksa tulangan terhadap  $A_{s,\min}$ ,  $A_{s,\max}$ , dan  $A_s$  aktual dengan menggunakan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 sebagai berikut:

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 437,5 = 583,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 437,5 = 520,83 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} > A_{s,\min}$ , maka digunakan  $A_s \text{ perlu} = 1171,62 \text{ mm}^2$

$$A_{s,\max} = 0,025bd = 0,025 \times 400 \times 437,5 = 4375 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_{s,\max}$ , maka digunakan  $A_s \text{ perlu} = 1171,62 \text{ mm}^2$

### 2.12.2. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan dengan Mu sebesar 141,0573 kN

Perhitungan tulangan longitudinal lapangan menggunakan rumus dan langkah yang sama dengan perhitungan longitudinal tumpuan. Hasil pada perhitungan tulangan longitudinal lapangan sebagai berikut:

$$A = 44,39 \text{ mm}$$

$$C=52,22 \text{ mm}$$

$$C_{\max}=164,06 \text{ mm}$$

Karena  $C < C_{\max}$  maka digunakan  $\emptyset$  sebesar 0,9. Setelah itu didapatkan luas tulangan ( $A_s$ ) sebesar 981,7477mm<sup>2</sup> dengan jumlah tulangan sebanyak 2 buah sehingga dapat digunakan 2D25. Berdasarkan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 tulangan longitudinal lapangan memiliki  $a_s$  min sebesar 520,83 mm<sup>2</sup> ,  $a_s$  max sebesar 4374 mm<sup>2</sup> , dan  $a_s$  aktual sebesar 981,75 mm<sup>2</sup> .

### 2.12.3. $M_{pr}$ (-) ujung kiri-kanan:

Diketahui tulangan atas digunakan 3D25 maka untuk menentukan luas tulangan dengan cara mengkalikan luas tulangan diameter 25 dengan jumlah tulangan yaitu menghasilkan 1472,61 mm<sup>2</sup> . Setelah itu menghitung dengan menggunakan rumus 2.96 sebagai berikut:

$$a = 1472,61(1,25 \times 420) 0,85 \times 25 \times 400 = 90,96 \text{ kNm}$$

Menghitung  $M_{pr}$  menggunakan rumus 2.95 dengan hasil sebagai berikut:

$$M_{pr} = 1472,62(1,25 \times 420) \left( 437,5 - \frac{90,96}{2} \right) = 303,08 \text{ kNm}$$

### 2.12.4. $M_{pr}$ (+) tengah memiliki rumus dan langkah yang sama seperti $M_{pr}$ (-) ujung kiri kanan dengan hasil sebagai berikut: Luas tulangan 2D25 = 981,75 mm<sup>2</sup> . $a = 90,96$ mm $M_{pr} = 303,08$ kNm.

Setelah itu memeriksa gaya geser gempa akibat sendi plastis menggunakan rumus 2.97 dengan hasil sebagai berikut:

$$V_{E1} = V_{E2} = \frac{(303,08 + 209,87)}{5,6} = 91,5982 \text{ kN}$$

Diketahui gaya geser akibat beban gravitasi yang diperoleh dari etabs sebesar 55,6194 kN sehingga gaya geser desain dapat menggunakan rumus 2.98 dan 2.99 seperti berikut:

$$V_e = 91,5982 + 67,5155 = 159,1137 \text{ kN}$$

### 2.12.5. Tulangan Geser Tumpuan

Diketahui gaya geser akibat gempa sebesar 91,5982 kN dan 50% dari gaya desain sebesar 79,56 sehingga gaya geser akibat gempa lebih kuat dari geser maksimum maka digunakan  $V_c = 0$ . Perhitungan tulangan geser tumpuan dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$V_u = 159,1137 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = 159,1137/0,75 - 0 = 212,152 \text{ kN}$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 10

$$S = \frac{2 \times 78,54 \times 420 \times 437,5}{212,152} = 136,05 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan 2D10-100

### 2.12.6. Tulangan Geser Lapangan

$$V_u = 123,3081 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_{cbwd}} = 1/6 \sqrt{25 \times 400 \times 437,5} = 145,83 \text{ kN}$$

$$V_s = 123,3081 / 0,75 - 145,83 = 124,789 \text{ kN}$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 10

$$S = \frac{2 \times 78,54 \times 420 \times 437,5}{18,68} = 189,52 \text{ mm}$$

S max lapangan tidak boleh melebihi  $d/2 = 218,75 \text{ mm}$

Maka dipasang Sengkang lapangan 2D10-150

### 3. Balok Induk 2

Diketahui dimensi balok induk 2 memiliki ukuran 300x400 mm dengan  $f_c$  25 MPa dan  $f_y$  420 MPa. Balok induk 1 memiliki selimut beton 40 mm, diameter tulangan 25mm dan diameter sengkang 10 mm. Diperoleh nilai  $V_u$ ,  $M_u$ , dan  $V_g$  dari ETABS yaitu:

$$V_u = 123,3081 \text{ kN}$$

$$V_g = 67,5155 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = -180,9372 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ lapangan} = 141,0573 \text{ kNm}$$

- a. Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan dengan  $M_u$  sebesar -180,9372 kNm

Perhitungan tulangan longitudinal tumpuan menggunakan rumus 2.74, 2.76, dan 2.77 dengan hasil sebagai berikut:

$$a = 437,5 - \sqrt{437,5^2 - \frac{2 \times 180,9372 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 400}} = 57,89 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{57,89}{0,85} = 68,11 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375d = 0,375 \times 437,5 = 164,06 \text{ mm}$$

Karena  $C < C_{\max}$  maka digunakan  $\emptyset$  sebesar 0,9

. Setelah itu mencari luas tulangan menggunakan rumus 2.78 dengan hasil sebagai berikut:

$$A_s = \frac{180,9372 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(437,5 - \frac{57,89}{2}\right)} = 1171,62 \text{ mm}^2$$

Untuk mendapatkan jumlah tulangan maka menggunakan rumus 2.80 dimana hasil  $A_s$  dibagi dengan luas tulangan diameter 25 sebesar 490 mm sehingga didapatkan jumlah 3 buah. Dengan demikian dapat digunakan 3D25. Setelah itu perlu untuk memeriksa tulangan terhadap  $A_{s \text{ min}}$ ,  $A_{s \text{ max}}$ , dan  $A_{s \text{ aktual}}$  dengan menggunakan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 sebagai berikut:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 437,5 = 583,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 437,5 = 520,83 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}}, \text{ maka digunakan } A_{s \text{ perlu}} = 1171,62 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,025bd = 0,025 \times 400 \times 437,5 = 4375 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ max}}, \text{ maka digunakan } A_{s \text{ perlu}} = 1171,62 \text{ mm}^2$$

b. Perhitungan tulangan longitudinal lapangan dengan  $M_u$  sebesar 141,0573 kN

Perhitungan tulangan longitudinal lapangan menggunakan rumus dan langkah yang sama dengan perhitungan longitudinal tumpuan. Hasil pada perhitungan tulangan longitudinal lapangan sebagai berikut:

$$A = 44,39 \text{ mm}$$

$$C = 52,22 \text{ mm}$$

$$C_{\text{max}} = 164,06 \text{ mm}$$

Karena  $C < C_{\text{max}}$  maka digunakan  $\phi$  sebesar 0,9. Setelah itu didapatkan luas tulangan ( $A_s$ ) sebesar 981,7477 mm<sup>2</sup> dengan jumlah tulangan sebanyak 2 buah sehingga dapat digunakan 2D25. Berdasarkan rumus 2.81, 2.82, dan 2.83 tulangan longitudinal lapangan memiliki  $A_{s \text{ min}}$  sebesar 520,83 mm<sup>2</sup>,  $A_{s \text{ max}}$  sebesar 4374 mm<sup>2</sup>, dan  $A_{s \text{ aktual}}$  sebesar 981,75 mm<sup>2</sup>.

c. Mpr (-) ujung kiri-kanan:



Diketahui tulangan atas digunakan 3D25 maka untuk menentukan luas tulangan dengan cara mengkalikan luas tulangan diameter 25 dengan jumlah tulangan yaitu menghasilkan 1472,61 mm<sup>2</sup>. Setelah itu menghitung dengan menggunakan rumus 2.96 sebagai berikut:

$$a = 1472,61(1,25 \times 420) 0,85 \times 25 \times 400 = 90,96 \text{ kNm}$$

Menghitung  $M_{pr}$  menggunakan rumus 2.95 dengan hasil sebagai berikut:

$$M_{pr} = 1472,62(1,25 \times 420) \left( 437,5 - \frac{90,96}{2} \right) = 303,08 \text{ kNm}$$

- d.  $M_{pr}$  (+) tengah memiliki rumus dan langkah yang sama seperti  $M_{pr}$  (-) ujung kiri kanan dengan hasil sebagai berikut: Luas tulangan 2D25 = 981,75 mm<sup>2</sup>.  $a = 90,96$  mm  $M_{pr} = 303,08$  kNm.

Setelah itu memeriksa gaya geser gempa akibat sendi plastis menggunakan rumus 2.97 dengan hasil sebagai berikut:

$$VE1 = VE2 = \frac{(303,08 + 209,87)}{5,6} = 91,5982 \text{ kN}$$

Diketahui gaya geser akibat beban gravitasi yang diperoleh dari etabs sebesar 55,6194 kN sehingga gaya geser desain dapat menggunakan rumus 2.98 dan 2.99 seperti berikut:

$$V_e = 91,5982 + 67,5155 = 159,1137 \text{ kN}$$

- e. Tulangan Geser Tumpuan

Diketahui gaya geser akibat gempa sebesar 91,5982 kN dan 50% dari gaya desain sebesar 79,56 sehingga gaya geser akibat gempa lebih kuat dari geser maksimum maka digunakan  $V_c = 0$ . Perhitungan tulangan geser tumpuan dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$V_u = 159,1137 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = 159,1137 / 0,75 - 0 = 212,152 \text{ kN}$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 10

$$S = \frac{2 \times 78,54 \times 420 \times 437,5}{212,152} = 136,05 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan 2D10-100

- f. Tulangan Geser Lapangan

$$V_u = 123,3081 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_{cbwd}} = 1/6 \sqrt{25 \times 400 \times 437,5} = 145,83 \text{ kN}$$

$$V_s = 123,3081 / 0,75 - 145,83 = 124,789 \text{ kN}$$



Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 10

$$S = \frac{2 \times 78,54 \times 420 \times 437,5}{18,68} = 189,52 \text{ mm}$$

S max lapangan tidak boleh melebihi  $d/2 = 218,75 \text{ mm}$

Maka dipasang Sengkang lapangan 2D10-150

**2.13.Perancangan Kolom**

Perancangan sebuah kolom dilakukan dengan memperhatikan syarat-syarat yang berlaku. Syarat dimensi penampang digunakan dengan memperhatikan dimensi penampang terkecil diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri dan tidak kurang dari 300 mm. Rasio dimensi penampang yang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

Pada perancangan kolom harus memperhatikan kekuatan lentur kolom yang harus memenuhi  $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$  dimana  $\sum M_{nc}$  merupakan jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.  $\sum M_{nb}$  yang merupakan jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint. Perhitungan tersebut harus mendapatkan hasil dimana *strong column – weak beam* perhitungan ini dilakukan dengan menggunakan persamaan

$$(M_{nc} a + M_{nc} b) \geq 1,2(M_{nb} ki + M_{nb} ka) \dots \dots \dots (2.100)$$

Untuk menghitung tulangan harus memperhatikan beberapa syarat. Luas tulangan longitudinal  $A_{st}$  tidak boleh kurang dari  $0,01A_g$  dan tidak melebihi  $0,006A_g$ . Pada sambungan lewatan hanya diizinkan dalam daerah tengah tinggi kolom yang ada, hal tersebut juga harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilingkupi tulangan transversal. Pada syarat tulangan transversal daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang  $l_0$  dari muka hubungan balok-kolom, dikedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencakupi.

Tulangan transversal harus sesuai dengan poin-poin seperti:

- a. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpuk atau yang biasa disebut dengan overlap, dimana Sengkang pengekang bunda atau pengekang persegi dengan atau tanpa ikat silang.

- b. Setiap tekukan ujung Sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- c. 25.7.2.2 merupakan batasan yang diizinkan untuk Sengkang pengekang dimana ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih dari diameter Sengkang. Ikat silang yang berurutan harus diselang-seling ujung sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
- d. Penggunaan Sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang tulangan transversal harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal harus sesuai.
- e. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi  $h_x$  antara tulangan longitudinal disepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki Sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350mm.
- f. Nilai  $h_x$  tidak boleh melebihi 200 mm hal ini dikarenakan ketika  $P_u > 0,3A_g f'_c$  atau  $f'_c > 70$  Mpa pada kolom dengan Sengkang pengekang di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari Sengkang pengekang ataupun kait gempa.

Syarat tulangan transversal harus memiliki jarak pada daerah sepanjang  $l_0$  tidak melebihi nilai terkecil dari

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil komponen struktur
2. 6 kali diameter tulangan memanjang
3.  $100 \text{ mm} \leq S_0 = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 150 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal pada daerah luar  $l_0$  diberikan Sengkang dengan spasi  $s$  yang tidak melebihi  $6d_b$  dan 150 mm.

Syarat kuat geser kolom SRPMK harus memiliki gaya geser rencana ( $V_e$ ) yang ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom pada setiap komponen struktur. Gaya pada hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menggunakan kuat momen maksimum yang dapat terjadi (probable moment) pada setiap ujung batang yang sesuai dengan rentang beban aksial terfaktor  $P_u$  yang bekerja pada batang tersebut. Gaya geser rencana ( $V_e$ ) tidak boleh lebih kecil dari gaya

geser terfaktor yang didapat dari hasil analisis struktur. Kemudian tulangan transversal sepanjang lo harus didesain sedemikian rupa untuk menahan geser dengan mengasumsikan  $V_c = 0$  hal ini dapat terjadi jika gaya geser akibat gempa setidaknya 50% dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang  $l_0$  dan gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  termasuk pengaruh gempa kurang dari  $Agf^c/20$ . Kekuatan geser rencana kolom SRPMK dapat dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$V_e = \frac{M_{pre a} + M_{pre b}}{l_c} \dots\dots\dots(2.100)$$

**2.13.1. Lantai 1 BI 1**

Diketahui kolom 400×400 dengan tinggi 4 m, diperoleh hasil dari etabs:

$P_u \text{ max} = 567,83 \text{ kN}$

$M_x = 73,28 \text{ kNm}$

$M_y = -52,29 \text{ kNm}$

$P_u \text{ min} = -65,01 \text{ kN}$

$M_x = -13,62 \text{ kNm}$

$M_y = 9,76 \text{ kNm}$

$V_u = 89,8123 \text{ kN}$

Memiliki tinggi balok 0,5 m.  $F'c = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_y$  tulangan utama = 420 MPa ;  $f_y$  Senggang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 25 mm dengan jumlah tulangan 12 (diatur dalam SpColumn). Diketahui juga memiliki diameter senggang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 12D25

Output  $\phi M_n$  kolom akibat  $P_u \text{ max}$  dan  $P_u \text{ min}$  dari software SPColumn dapat dilihat pada Gambar 2.23

	$\phi M_{nx}$	$\phi M_{ny}$	$\phi$	$\phi M_{nx}$	$\phi M_{ny}$
$P_u \text{ max}$	210.1	-175.9	0.709	296.333	-248.096
$P_u \text{ min}$	-302.05	162.93	0.9	335.611	-181.033

Gambar 2.23. Output SP Column Lantai Satu 1

Diambil momen nominal terkecil dari  $P_u \text{ max}$  dan  $P_u \text{ min}$

$$M_{nc\ a} = 175,9 / 0,709 = 248,096$$

$$M_{nc\ b} = 162,93 / 0,9 = 181,033$$

Mpr BI 1

$$(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{prb\ ki} + M_{prb\ ka}) \quad (248,7385 + 256,6538) \geq$$

$$1,2(203,3107 + 138,7409) \quad 429,129 \text{ kNm} \geq 410,462 \text{ kNm}$$

Karena  $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$  maka kolom telah memenuhi syarat (Strong Column Weak Beam)

Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekangan inti beton seperti berikut:

a. Dari analisis struktur  $V_u = 72,7516 \text{ kN}$

b. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

$$M_{prb, ki (-)} = 203,3107 \text{ kNm} \text{ (dihitung dari rumus Mpr balok SRPMK)} \quad M_{prb, ki (+)} = 138,7409 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 203,3107 \text{ kNm} \text{ (dihitung dari rumus Mpr balok SRPMK)} \quad M_{prb, ka (+)} = 138,7409 \text{ kNm}$$

$$M_{prk\ \text{dari balok}} = 0,5 \times (203,3107 + 138,7409)$$

$$M_{prk} = 171,0258 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu dengan cara sebagai berikut:

$$V_e = \frac{171,0258 + 171,0258}{(4 - 0,5)} = 97,7290 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 97,7290 \text{ kN} > V_u$  dari analisis struktur = 89,8123 kN

Maka digunakan  $V_u = V_e = 97,7290 \text{ kN}$

Diameter Sengkang = 15 mm

Selimut beton = 40 mm

$$D = 400 - 40 - 15/2 = 352,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan  $V_c = 0$  (karena  $V_e > V_u$ )

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{97,7290 \times 1000}{0,75} = 130305,4 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{130305,4}{280 \times 352,5} = 1,32 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk Tulangan Pengekangan

$$\text{Untuk } P_u = 567830 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 30 \times 400 \times 400 = 1440000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 400 - 2 \times 40 = 320 \text{ mm}$$

$$A_g = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (400 - 2 \times 40) \times (400 - 2 \times 40) = 102400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{160000}{102400} - 1 \right) \frac{30}{280} = 0,01808$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,01808 \times 320 = 5,78571 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{30}{280} = 0,00964$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,00964 \times 320 = 3,0857 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 5,78571 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang 10 dengan cara:

Misal diambil  $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 5,78571 \times 100 = 578,571 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 15 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 15^2 = 176,7146 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 578,571/176,7146 = 3,274045 \rightarrow \text{digunakan } n = 4$$

Tulangan transversal 4D15-100

S maks :

a.  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $\frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$

b. 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

c.  $H_x = (320 - (2 \times 40) - (2 \times 15) - (25)) / 3 = 61,67 \text{ mm}$

d.  $S_0 = 100 + ((350 - 48,25) / 3) = 196,11 \text{ mm}$

maka, Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan Tulangan transversal diluar daerah I0

$$V_e = 97,7290 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}bwd = 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 352,5 = 131289,097 = 131,2891 \text{ kN}$$

$$V_c = 131,2891 \text{ kN} > V_e = 97,72903 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal pada daerah diluar I0, diberikan Sengkang dengan spasi s tidak melebihi :

1.  $6d_b = 6 \times 25 = 150$
2. 150 mm

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka gunakan 4D13-150

### 2.13.2. Lantai 2 BI 1

Diketahui kolom 400×400 dengan tinggi 4 m, diperoleh hasil dari etabs:

$$P_u \text{ max} = 345,6 \text{ kN}$$

$$M_x = 87,13 \text{ kNm}$$

$$M_y = -50,61 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = -50,44 \text{ kN}$$

$$M_x = 8,55 \text{ kNm}$$

$$M_y = 3,47 \text{ kNm}$$

$$V_u = 48,9854 \text{ kN}$$

Memiliki tinggi balok 0,5 m.  $F'_c = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_y$  tulangan utama = 420 MPa ;  $f_y$  Sengkang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 25 mm dengan jumlah tulangan 12 (diatur dalam SpColoumn). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 12D25

Output  $\emptyset M_n$  kolom akibat  $P_u \text{ max}$  dan  $P_u \text{ min}$  dari software SPColumn dapat dilihat pada Gambar 2.23

	$\phi M_{nx}$	$\phi M_{ny}$	$\phi$	$\phi M_{nx}$	$\phi M_{ny}$
Pu max	210.1	-175.9	0.709	296.333	-248.096
Pu min	-302.05	162.93	0.9	335.611	-181.033

Gambar 2.24 Output SP Column Lantai Satu 1

Diambil momen nominal terkecil dari Pu max dan Pu min

$$M_{nc\ a} = 163,13 / 0,784 = 208,076$$

$$M_{nc\ b} = 145,18 / 0,9 = 161,311$$

Mpr BI 1

$$(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{prb\ ki} + M_{prb\ ka})$$

$$(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{prb\ ki} + M_{prb\ ka})$$

$$(208,074 + 161,311) \geq 1,2(138,7409 + 138,7409)$$

$$369,385\text{ kNm} \geq 332,97816\text{ kNm}$$

Karena  $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$  maka kolom telah memenuhi syarat (Strong Column Weak Beam)

Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekangan inti beton seperti berikut:

c. Dari analisis struktur  $V_u = 45,9854\text{ kN}$

d. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

$$M_{prb, ki} (-) = 138,7409\text{ kNm} \text{ (dihitung dari rumus Mpr balok SRPMK)} \quad M_{prb, ki} (+) = 138,7409\text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka} (-) = 138,7409\text{ kNm} \text{ (dihitung dari rumus Mpr balok SRPMK)} \quad M_{prb, ka} (+) = 138,7409\text{ kNm}$$

$$M_{prk} \text{ dari balok} = 0,5 \times (138,7409 + 138,7409)$$

$$M_{prk} = 138,7409$$

Menghitung kuat geser perlu dengan cara sebagai berikut:

$$V_e = \frac{138,7409 + 138,7409}{(4-0,5)} = 79,2805\text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 79,2805\text{ kN} > V_u$  dari analisis struktur =  $48,9854\text{ kN}$

Maka digunakan  $V_u = V_e = 79,2805\text{ kN}$

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm



$$D = 400 - 40 - 13/2 = 352,5 \text{ mm}$$

Kuat geser beton diabaikan  $V_c = 0$  (karena  $V_e > V_u$ )

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{79,2805 \times 1000}{0,75} = 105707,4 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{105707,4}{280 \times 352,5} = 1,07 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk Tulangan Pengekangan

Untuk  $P_u = 567830 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 30 \times 400 \times 400 = 1440000 \text{ N}$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$b_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 400 - 2 \times 40 = 320 \text{ mm}$$

$$A_g = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$$

$$A_{ch} = (400 - 2 \times 40) \times (400 - 2 \times 40) = 102400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{160000}{102400} - 1 \right) \frac{30}{280} = 0,01808$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,01808 \times 320 = 5,78571 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{30}{280} = 0,00964$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,00964 \times 320 = 3,0857 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 5,78571 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang  $l_0$  dengan cara:

Misal diambil  $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 5,78571 \times 100 = 578,571 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 15 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 15^2 = 176,7146 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal =  $578,571/176,7146 = 3,274045 \rightarrow$  digunakan  $n = 4$

Tulangan transversal 4D13 -100

S maks :

a.  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil =  $\frac{1}{4} \times 400 = 100$  mm

b. 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150$  mm

c.  $H_x = (320 - (2 \times 40) - (2 \times 15) - (25)) / 3 = 61,67$  mm

d.  $S_0 = 100 + ((350 - 48,25 / 3)) = 196,11$  mm

maka, Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan Tulangan transversal diluar daerah I0

$V_e = 97,7290$  kN

$V_c = 0,17 \sqrt{30} b w d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 352,5 = 131289,097 = 131,2891$  kN  $V_c =$

$131,2891$  kN  $> V_e = 97,72903$  kN

Jarak tulangan transversal pada daerah diluar I0, diberikan Sengkang dengan spasi s tidak melebihi :

1.  $6db = 6 \times 25 = 150$

2. 150 mm

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka gunakan 4D13-150

### 2.13.3. Lantai 3 BI 1

Diketahui kolom  $400 \times 400$  dengan tinggi 4 m, diperoleh hasil dari etabs:

$P_u \text{ max} = 121,7$  kN

$M_x = 68,45$  kNm

$M_y = -62,15$  kNm

$P_u \text{ min} = -41,02$  kN

$M_x = 21,87$  kNm

$M_y = -19,55$  kNm

$V_u = 71,9183$  kN

Memiliki tinggi balok 0,5 m.  $F'_c = 25$  MPa ;  $f_y$  tulangan utama = 420 MPa ;  $f_y$  Sengkang = 280 MPa. Kolom memiliki diameter tulangan utama ukuran 25 mm dengan jumlah tulangan

8 (diatur dalam SpColumn). Diketahui juga memiliki diameter sengkang ukuran 13 mm. Direncanakan tulangan 8D25

Output  $\phi M_n$  kolom akibat  $P_u$  max dan  $P_u$  min dari software SPColumn dapat dilihat pada Gambar 2.25

	$\phi M_{nx}$	$\phi M_{ny}$	$\phi$	$\phi M_{nx}$	$\phi M_{ny}$
Pu max	-160,11	-145,36	0.824	-194,308	-176,408
Pu min	159,76	142,8	0.869	-183,843	-164,3268

Gambar 2.25. Output SP Column Lantai Tiga 1

Diambil momen nominal terkecil dari  $P_u$  max dan  $P_u$  min

$$M_{nc\ a} = 145,36 / 0,824 = 176,408$$

$$M_{nc\ b} = 142,8 / 0,869 = 164,3268$$

Mpr BI 1

$$(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{prb\ ki} + M_{prb\ ka})$$

$$(176,408 + 164,3268) \geq 1,2(138,7409 + 138,7409)$$

$$340,7346\text{ kNm} \geq 332,97816\text{ kNm}$$

Karena  $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$  maka kolom telah memenuhi syarat (Strong Column Weak Beam)

Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekangan inti beton seperti berikut:

e. Dari analisis struktur  $V_u = 71,9183\text{ kN}$

f. Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

$$M_{prb, ki} (-) = 138,7409\text{ kNm (dihitung dari rumus Mpr balok SRPMK)} \quad M_{prb, ki} (+) = 138,7409\text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka} (-) = 138,7409\text{ kNm (dihitung dari rumus Mpr balok SRPMK)} \quad M_{prb, ka} (+) = 138,7409\text{ kNm}$$

$$M_{prk\ \text{dari balok}} = 0,5 \times (138,7409 + 138,7409)$$

$$M_{prk} = 138,7409$$

Menghitung kuat geser perlu dengan cara sebagai berikut:

$$V_e = \frac{138,7409 + 138,7409}{(4-0,5)} = 79,2805\text{ kN}$$

$$\text{Nilai } V_e = 79,2805\text{ kN} > V_u \text{ dari analisis struktur} = 48,9854\text{ kN}$$

Maka digunakan  $V_u = V_e = 79,2805 \text{ kN}$

Diameter Sengkang = 13 mm

Selimut beton = 40 mm

$D = 400 - 40 - 13/2 = 352,5 \text{ mm}$

Kuat geser beton diabaikan  $V_c = 0$  (karena  $V_e > V_u$ )

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{79,2805 \times 1000}{0,75} = 105707,4 \text{ N}$$

$$\frac{A_p}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{105707,4}{280 \times 352,5} = 1,07 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{A})$$

Untuk Tulangan Pengekangan

Untuk  $P_u = 567830 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 30 \times 400 \times 400 = 1440000 \text{ N}$

$f'_c = 30 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$ , digunakan persamaan – persamaan :

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 400 - 2 \times 40 = 320 \text{ mm}$

$A_g = 400 \times 400 = 160000 \text{ mm}^2$

$A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$

$A_{ch} = (400 - 2 \times 40) \times (400 - 2 \times 40) = 102400 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left( \frac{160000}{102400} - 1 \right) \frac{30}{280} = 0,01808$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,01808 \times 320 = 5,78571 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{B})$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{30}{280} = 0,00964$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,00964 \times 320 = 3,0857 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{C})$$

Dari (A), (B), dan (C) yang menentukan (B)

$$\frac{A_{sh}}{S} = 5,78571 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal di daerah sepanjang  $l_0$  dengan cara:

Misal diambil  $S = 100 \text{ mm}$

$A_{sh} = 5,78571 \times 100 = 578,571 \text{ mm}^2$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 152 = 176,7146 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki tulangan transversal} = 578,571/176,7146 = 3,274045 \rightarrow \text{digunakan } n = 4$$

Tulangan transversal 4D13-100

S maks :

$$\text{a. } \frac{1}{4} \text{ dimensi kolom terkecil} = \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{b. 6 kali diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\text{c. } H_x = (320 - (2 \times 40) - (2 \times 15) - (25)) / 3 = 61,67 \text{ mm}$$

$$\text{d. } S_0 = 100 + ( (350 - 48,25/3) ) = 196,11 \text{ mm}$$

maka, Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Perhitungan Tulangan transversal diluar daerah I0

$$V_e = 79,2805 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{30} b w d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 352,5 = 131289,097 = 131,2891 \text{ kN}$$

$$131,2891 \text{ kN} > V_e = 79,2805 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal pada daerah diluar I0, diberikan Sengkang dengan spasi s tidak melebihi :

$$1. 6d_b = 6 \times 25 = 150$$

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

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm, maka gunakan 3D13-150.

## 2.14. Hubungan Balok-Kolom

Diketahui :

balok berukuran 300x400 mm<sup>2</sup>,

kolom berukuran 400 x 400 mm<sup>2</sup>

Luas tulangan D20=314,159 mm<sup>2</sup>

Diameter Sengkang 10 mm

Selimut beton= 40 mm

F<sub>y</sub>=420

F'<sub>c</sub>=25 Mpa

Tinggi kolom=4 meter

D=334,5 mm

A<sub>g</sub> =400x400=160000

Ø=0,85

DF=0,5

Ash/s= 5,78571 mm(dari tugas sebelumnya)

Asumsikan terdapat empat buah balok yang merangka pada keempat sisi joint.

- Lebar balok (300 mm) menutupi  $\frac{3}{4}$  lebar kolom ( $\frac{3}{4} \times 400 = 300$  mm).

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$A_{shs}=0,5 \times 5,78571 = 2,892855 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal diambil 150 mm

$$A_{sh} = 150 \times 2,892855 = 433,92825 \text{ mm}^2$$

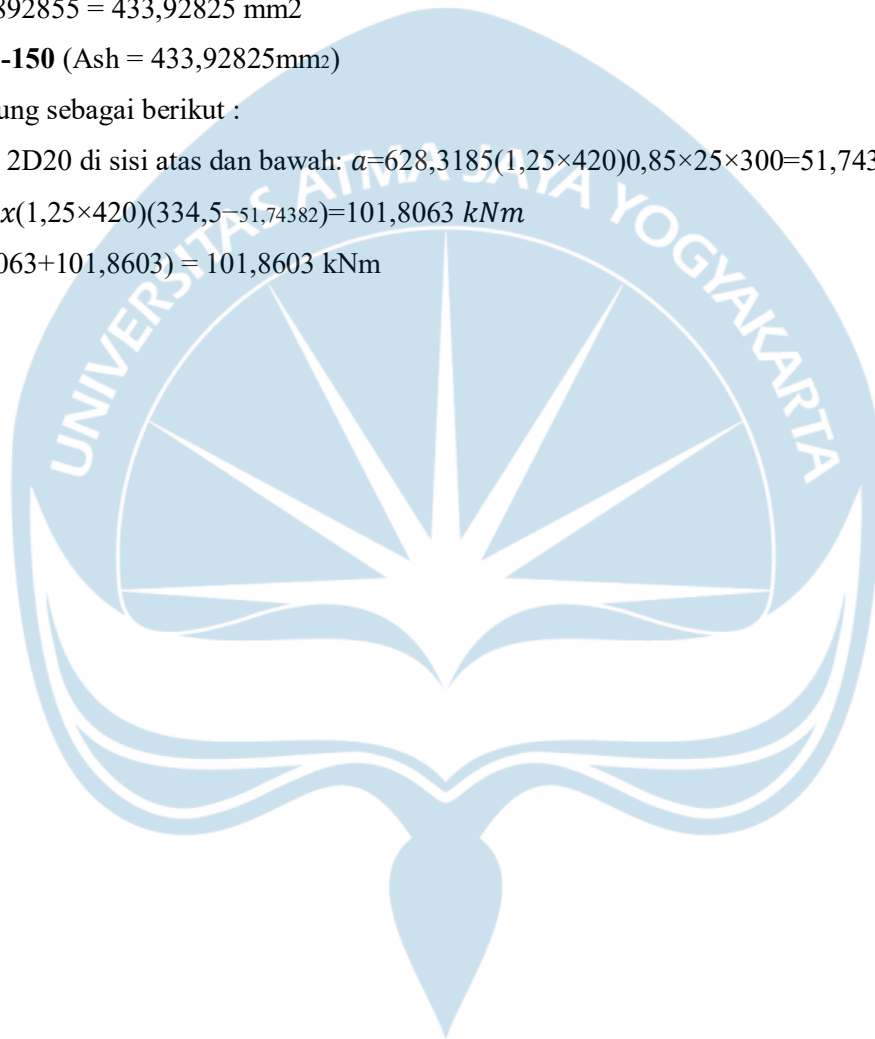
Dipasang **3D13-150** ( $A_{sh} = 433,92825 \text{ mm}^2$ )

Nilai Mpr dihitung sebagai berikut :

Untuk tulangan 2D20 di sisi atas dan bawah:  $a=628,3185(1,25 \times 420)0,85 \times 25 \times 300=51,7438 \text{ mm}$

$$M_{pr}=628,3185 \times (1,25 \times 420)(334,5-51,74382)=101,8063 \text{ kNm}$$

$$M_c= 0,5(101,8063+101,8603) = 101,8603 \text{ kNm}$$



Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :  $V_{goyangan}=101,8603+101,86034=50,9031 \text{ kN}$

Luas tulangan atas adalah 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri joint adalah :

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,25(628,3185)(420) = 329,8677 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri joint sebesar :

$$C_1 = T_1 = 329,8677 \text{ kN}$$

Untuk sisi kanan joint 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ) diperoleh:

$$C_2 = T_2 = 1,25(628,3185)(420) = 329,8677 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 329,8677 + 329,8677 - 50,9031 \\ = 608,8313 \text{ kN}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 1360 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 1360 = 1156 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j \\ 1156 > 608,8313 \text{ (OK)}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,2 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 960 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 960 = 816 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j \\ 816 > 608,8313 \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 3 kaki D13 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom.



Diketahui :

balok berukuran 300x400 mm<sup>2</sup>,

kolom berukuran 400 x 400 mm<sup>2</sup>

Luas tulangan D20=314,159 mm<sup>2</sup>

Diameter Sengkang 10 mm

Selimut beton= 40 mm

$F_y=420$

$F'_c=25$  Mpa

Tinggi kolom=4 meter

$D=334,5$  mm

$A_g=400 \times 400=160000$

$\phi=0,85$

$DF=0,5$

$A_{sh}/s= 5,78571$  mm(dari tugas sebelumnya)

Asumsikan terdapat empat buah balok yang merangka pada keempat sisi joint.

- Lebar balok (300 mm) menutupi  $\frac{3}{4}$  lebar kolom ( $\frac{3}{4} \times 400 = 300$  mm).

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$A_{shs}=0,5 \times 5,78571=2,892855 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal diambil 150 mm

$$A_{sh} = 150 \times 2,892855 = 433,92825 \text{ mm}^2$$

Dipasang **3D13-150** ( $A_{sh} = 433,92825 \text{ mm}^2$ )

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut :

$$\text{Untuk tulangan 3D20 di sisi atas dan bawah: } a=942,4778(1,25 \times 420)0,85 \times 25 \times 300=78,0276 \text{ mm}$$

$$M_{pr}=942,4778 \times (1,25 \times 420)(334,5-78,0276)=146,9824 \text{ kNm}$$

$$M_c= 0,5(146,9824+146,9824) = 146,9824 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar : } V_{goyangan}=146,9824 +146,9824=73,4912 \text{ kN}$$

Luas tulangan atas adalah 3D20 ( $A_s = 942,4778 \text{ mm}^2$ ), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri joint adalah :

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,25(942,4778)(420) = 494,8008 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri joint sebesar :

$$C_1 = T_1 = 494,8008 \text{ kN}$$

Untuk sisi kanan joint 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ) diperoleh:

$$C_2 = T_2 = 1,25(628,3185)(420) = 329,8672 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V \text{ goyangan} = 494,8008 + 329,8672 - 73,4912 \\ = 751,1768 \text{ kN}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25 \times 160.000} = 1360 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 1360 = 1156 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j$$

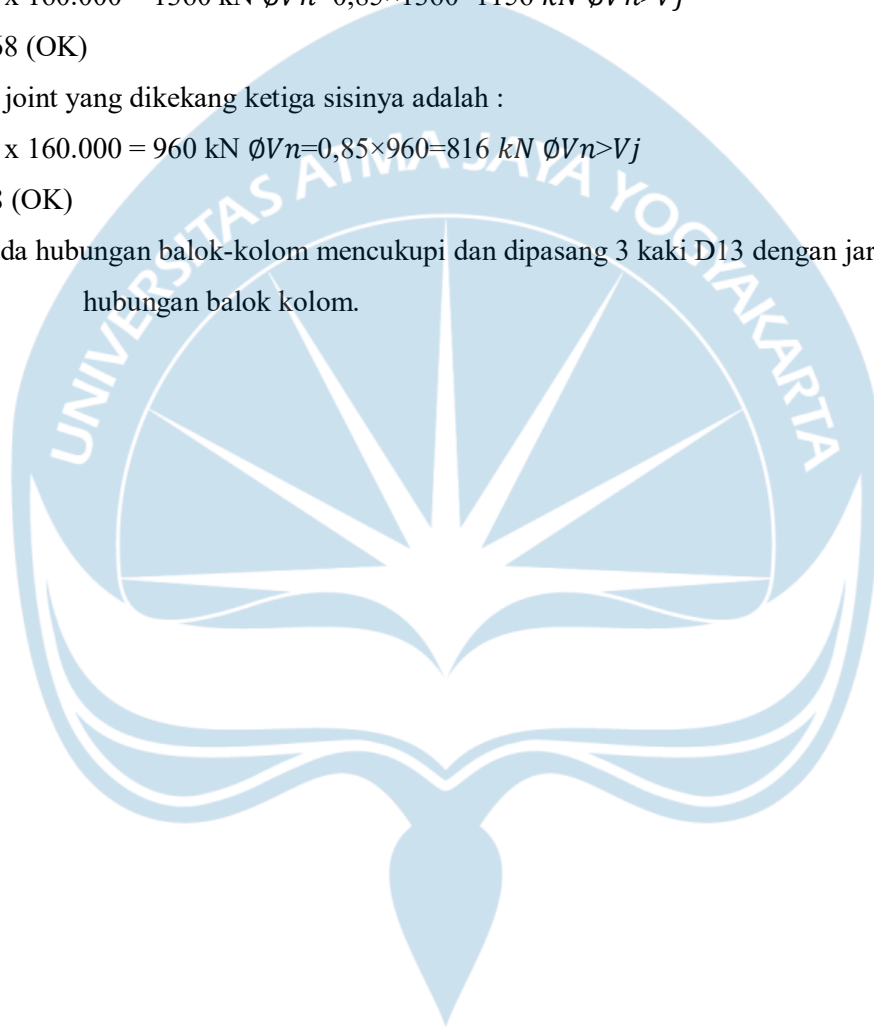
$$1156 > 751,1768 \text{ (OK)}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,2 \times \sqrt{25 \times 160.000} = 960 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 960 = 816 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j$$

$$816 > 751,1768 \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 3 kaki D13 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom.



Diketahui :

balok berukuran 500x400 mm<sup>2</sup>,

kolom berukuran 400 x 400 mm<sup>2</sup>

Luas tulangan D20=314,159 mm<sup>2</sup>

Diameter Sengkang 10 mm

Selimut beton= 40 mm

$F_y=420$

$F'_c=25$  Mpa

Tinggi kolom=4 meter

$D=437,5$  mm

$A_g = 400 \times 400 = 160000$

$\phi=0,85$

$DF=0,5$

$A_{sh}/s = 5,78571$  mm(dari tugas sebelumnya)

Asumsikan terdapat empat buah balok yang merangka pada keempat sisi joint.

- Lebar balok (400 mm) menutupi  $\frac{3}{4}$  lebar kolom ( $\frac{3}{4} \times 400 = 300$  mm).

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$A_{shs} = 0,5 \times 5,78571 = 2,892855 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal diambil 150 mm

$$A_{sh} = 150 \times 2,892855 = 433,92825 \text{ mm}^2$$

Dipasang **3D13-150** ( $A_{sh} = 433,92825 \text{ mm}^2$ )

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut :

$$\text{Untuk tulangan 3D20 di sisi atas: } a = 942,4778(1,25 \times 420)0,85 \times 25 \times 400 = 58,2119 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 942,4778 \times (1,25 \times 420)(437,5 - 58,2119) = 202,0737 \text{ kNm}$$

$$\text{Untuk tulangan 2D20 di sisi bawah: } a = 628,3185(1,25 \times 420)0,85 \times 25 \times 300 = 51,7438 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 628,3185 \times (1,25 \times 420)(334,5 - 51,7438) = 101,8063 \text{ kNm}$$

$$M_c = 0,5(202,0737 + 101,8063) = 151,94 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :  $V_{goyangan} = 151,94 + 151,94 = 75,97 \text{ kN}$

Luas tulangan atas adalah 3D20 ( $A_s = 942,4778 \text{ mm}^2$ ), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri joint adalah :

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25(942,4778)(420) = 494,8008 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri joint sebesar :

$$C_1 = T_1 = 494,8008 \text{ kN}$$

Untuk sisi kanan joint 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ) diperoleh:

$$C_2 = T_2 = 1,25(628,3185)(420) = 329,8677 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 494,8008 + 329,8677 - 75,97$$

$$= 748,6981 \text{ kN}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 1360 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 1360 = 1156 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j$$

$$1156 > 748,6981 \text{ (OK)}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,2 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 960 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 960 = 816 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j$$

$$816 > 748,6981 \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 3 kaki D13 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom.

Diketahui :

balok berukuran 500x400 mm<sup>2</sup>,

kolom berukuran 400 x 400 mm<sup>2</sup>

Luas tulangan D20=314,159 mm<sup>2</sup>

Diameter Sengkang 10 mm

Selimut beton= 40 mm

F<sub>y</sub>=420

F'<sub>c</sub>=25 Mpa

Tinggi kolom=4 meter

D=437,5 mm

A<sub>g</sub> =400x400=160000

Ø=0,85

DF=0,5

A<sub>sh</sub>/s= 5,78571 mm(dari tugas sebelumnya)

Asumsikan terdapat empat buah balok yang merangka pada keempat sisi joint.

- Lebar balok (400 mm) menutupi  $\frac{3}{4}$  lebar kolom ( $\frac{3}{4} \times 400 = 300$  mm).

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$A_{shs}=0,5 \times 5,78571 = 2,892855 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal diambil 150 mm

$$A_{sh} = 150 \times 2,892855 = 433,92825 \text{ mm}^2$$

Dipasang **3D13-150** (A<sub>sh</sub> = 433,92825mm<sup>2</sup>)

Nilai M<sub>pr</sub> dihitung sebagai berikut :

$$\text{Untuk tulangan 2D20 di sisi atas dan sisi bawah : } a=628,3185(1,25 \times 420)0,85 \times 25 \times 400=38.8079 \text{ mm}$$

$$M_{pr}=628,3185 \times (1,25 \times 420)(437,5-38.80792)=137,9163 \text{ kNm}$$

$$M_c= 0,5(137,9163 + 137,9163 ) = 137,9163 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = 137,9163 + 137,9163 = 68,9582 \text{ kN}$$

Luas tulangan atas adalah 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri joint adalah :

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25(628,3185)(420) = 329,8672 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri joint sebesar :

$$C_1 = T_1 = 329,8672 \text{ kN}$$

Untuk sisi kanan joint 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ) diperoleh:

$$C_2 = T_2 = 1,25(628,3185)(420) = 329,8677 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 329,8677 + 329,8677 - 68,9582 \\ = 590,7762 \text{ kN}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 1360 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 1360 = 1156 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j \\ 1156 > 590,7762 \text{ (OK)}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,2 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 960 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 960 = 816 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j \\ 816 > 590,7762 \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 3 kaki D13 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom.

Diketahui :

balok berukuran 500x400 mm<sup>2</sup>,

kolom berukuran 400 x 400 mm<sup>2</sup>

Luas tulangan D20=314,159 mm<sup>2</sup>

Diameter Sengkang 10 mm

Selimut beton= 40 mm

$F_y = 420$

$F'_c = 25 \text{ Mpa}$

Tinggi kolom=4 meter

$$D=437,5 \text{ mm}$$

$$A_g = 400 \times 400 = 160000$$

$$\emptyset = 0,85$$

$$DF = 0,5$$

$$A_{sh}/s = 5,78571 \text{ mm (dari tugas sebelumnya)}$$

Asumsikan terdapat empat buah balok yang merangka pada keempat sisi joint.

- Lebar balok (400 mm) menutupi  $\frac{3}{4}$  lebar kolom ( $\frac{3}{4} \times 400 = 300 \text{ mm}$ ).

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$A_{shs} = 0,5 \times 5,78571 = 2,892855 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal diambil 150 mm

$$A_{sh} = 150 \times 2,892855 = 433,92825 \text{ mm}^2$$

Dipasang **3D13-150** ( $A_{sh} = 433,92825 \text{ mm}^2$ )

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut :

$$\text{Untuk tulangan 2D20 di sisi atas dan sisi bawah : } a = 628,3185(1,25 \times 420)0,85 \times 25 \times 400 = 38.8079 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 628,3185 \times (1,25 \times 420)(437,5 - 38.8079) = 137,9163 \text{ kNm}$$

$$M_c = 0,5(137,9163 + 137,9163) = 137,9163 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar : } V_{goyangan} = 137,9163 + 137,9163 = 68,9582 \text{ kN}$$

Luas tulangan atas adalah 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri joint adalah :

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25(628,3185)(420) = 329,8672 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri joint sebesar :

$$C_1 = T_1 = 329,8672 \text{ kN}$$

Untuk sisi kanan joint 2D20 ( $A_s = 628,3185 \text{ mm}^2$ ) diperoleh:

$$C_2 = T_2 = 1,25(628,3185)(420) = 329,8677 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 329,8677 + 329,8677 - 68,9582$$

$$= 590,7762 \text{ kN}$$



Kuat geser dari joint yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 1360 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 1360 = 1156 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j$$

$$1156 > 590,7762 \text{ (OK)}$$

Kuat geser dari joint yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,2 \times \sqrt{25} \times 160.000 = 960 \text{ kN} \quad \phi V_n = 0,85 \times 960 = 816 \text{ kN} \quad \phi V_n > V_j$$

$$816 > 590,7762 \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 3 kaki D13 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom

