

## BAB 2

### PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

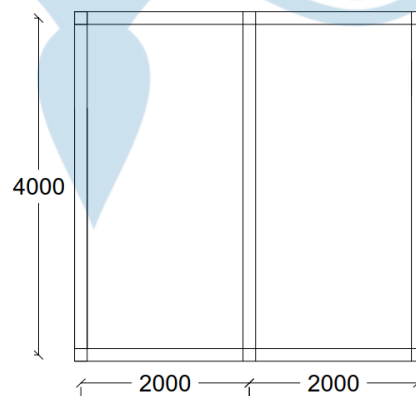
Tahapan awal dilakukan perancangan struktur atas yang meliputi *preliminary design*, interpretasi data tanah dan pemeliharaan kelas situs, penentuan sistem struktur, perencanaan pembebanan struktur, pemodelan struktur, interpretasi pemodelan struktur, perancangan struktur atap, perancangan balok, perancangan kolom, perancangan hubungan balok kolom, perancangan plat lantai, perancangan tangga.

#### 2.1 Preliminary Design

*Preliminary design* merupakan tahap awal dalam perencanaan struktur pada bangunan gedung bertingkat (Andrini dan Nehe, 2023). Kemudian dilakukan perhitungan menggunakan aplikasi komputer sehingga dimensi didapatkan dengan perhitungan yang sesuai.

##### 2.1.1 Resto Indoor

Berikut adalah *preliminary design* untuk bangunan gedung resto *indoor*.



Gambar 2.1 Ukuran Plat Lantai Resto *Indoor* Terbesar

Diketahui:

$$L_y = 4000 \text{ mm}$$

$$L_x = 2000 \text{ mm}$$

1. Menentukan Tebal Plat pada Lantai

a. Identifikasi Plat

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4000}{2000} = 2$$

Sehingga menggunakan **plat dua arah**.

b. Menentukan tebal plat dua arah

$$h = \frac{L_x}{24} = \frac{2000}{24} = 83,33 \approx 130 \text{ mm}$$

2. Menentukan Dimensi Kolom

Diketahui:

Dimensi kolom =  $300 \times 300$  (mm)

a. Cek dimensi penampang kolom Sistem Rangka Pemikul

Momen Khusus (SRPMK)

1)  $B \leq H$

$$300 \leq 300 \text{ (OK)}$$

2) Perbandingan  $B/H > 0,4$

$$\frac{300}{300} > 0,4$$

$$1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

3. Menentukan Dimensi Balok

a. Menentukan tinggi minimum balok

1) Kondisi perlekatan menerus satu sisi

$$h = \frac{L_y}{18,5} = \frac{4000}{18,5} = 216,22 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$$

2) Kondisi perlekatan menerus dua sisi

$$h = \frac{L_y}{21} = \frac{4000}{21} = 190,48 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

b. Menentukan lebar minimum balok

1) Kondisi perlekatan menerus satu sisi

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 450 = 300 \text{ mm}$$

2) Kondisi perlekatan menerus dua sisi

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 350 = 233,33 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Tabel 2.1 Rekap Dimensi Balok

Rekap	B (mm)	H (mm)
Satu sisi	300	450
Dua sisi	250	350

Balok induk yang digunakan adalah  $300 \times 450$

Balok anak yang digunakan adalah  $250 \times 350$

Selimut beton = 40 mm

Diameter sengkang = 8 mm

Diameter longitudinal = 19 mm

c. Cek syarat dimensi penampang balok SRPMK

$$L_n > 4d$$

$$d = 450 - 40 - 8 - \frac{19}{2} = 392,5 \text{ mm}$$

$$L_n = 4000 - 300 = 3700 \text{ mm}$$

$$3700 > 4 \times 392,5$$

$$3700 > 1570 \text{ (OK)}$$

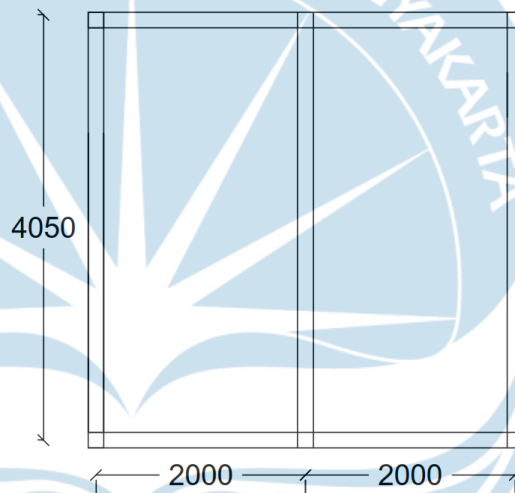
Dari perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa *preliminary design* gedung Resto Indoor, yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.2 *Preliminary Design* bangunan Resto *Indoor*

Pelat	130 mm
Kolom	300 x 300 (mm)
Balok Induk	300 x 450 (mm)
Balok Anak	250 x 350 (mm)

### 2.1.2 *Cafe*

Berikut adalah *preliminary design* untuk bangunan *cafe*.



Gambar 2.2 Ukuran Plat Lantai *Cafe* Terbesar

Diketahui:

$$L_y = 4050 \text{ mm}$$

$$L_x = 2000 \text{ mm}$$

#### 1. Menentukan Tebal Plat pada Lantai

##### a. Identifikasi Plat

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{4050}{2000} = 2,025$$

Sehingga menggunakan plat satu arah.

b. Menentukan tebal plat satu arah

$$h = \frac{L_x}{24} = \frac{4050}{24} = 83,33 \approx 130 \text{ mm}$$

2. Menentukan Dimensi Kolom

Diketahui:

Dimensi kolom =  $300 \times 300$  (mm)

a. Cek dimensi penampang kolom SRPMK

1)  $B \leq H$

$$300 \leq 300 \text{ (OK)}$$

2) Perbandingan  $B/H > 0,4$

$$\frac{300}{300} > 0,4$$

$$1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

3. Menentukan Dimensi Balok

a. Menentukan tinggi minimum balok

1) Kondisi perlekatan menerus satu sisi

$$h = \frac{L_y}{18,5} = \frac{6000}{18,5} = 324,3243 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}$$

2) Kondisi perlekatan menerus dua sisi

$$h = \frac{L_y}{21} = \frac{6000}{21} = 385,7143 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

b. Menentukan lebar minimum balok

1) Kondisi perlekatan menerus satu sisi

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 450 = 300 \text{ mm}$$

2) Kondisi perlekatan menerus dua sisi

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 350 = 233,33 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Tabel 2.3 Rekap Dimensi Balok

Rekap	B (mm)	H (mm)
Satu sisi	300	450
Dua sisi	250	350

Balok induk yang digunakan adalah  $300 \times 450$

Balok anak yang digunakan adalah  $250 \times 350$

Selimut beton = 40 mm

Diameter sengkang = 8 mm

Diameter longitudinal = 19 mm

c. Cek syarat dimensi penampang balok SRPMK

$$L_n > 4d$$

$$d = 450 - 40 - 8 - \frac{19}{2} = 392,5 \text{ mm}$$

$$L_n = 4000 - 300 = 3700 \text{ mm}$$

$$3700 > 4 \times 392,5$$

$$3700 > 1570 \text{ (OK)}$$

Dari perhitungan di atas dapat disimpulkan bahwa *preliminary design* bangunan *Cafe*, yaitu sebagai berikut:

Tabel 2.4 *Preliminary Design* bangunan *Cafe*

Pelat	130 mm
Kolom	300 x 300 (mm)
Balok Induk	300 x 450 (mm)
Balok Anak	250 x 350 (mm)

## 2.2 Interpretasi Data Tanah dan Pemeliharaan Kelas Situs

### 2.2.1 Klasifikasi tanah berdasarkan uji distribusi butiran

Klasifikasikan tanah berdasarkan uji distribusi butiran, mengikuti standar SNI 6371-20151. Standar ini digunakan untuk keperluan klasifikasi tanah yang teliti mencakup pengambilan

contoh uji, persiapan untuk klasifikasi, dan prosedur klasifikasi awal.

Tabel 2.5 Distribusi Ukuran Butiran Titik BH 1

No. <i>sieve</i>	Berat Tertahan	$\Sigma$ Berat Tertahan	Prosen Berat Tertahan	Prosen Lolos
4	1.29	1.29	1.29	98.71
10	25.9	27.19	27.19	72.81
20	34.94	62.13	62.13	37.87
40	17.26	79.39	79.39	20.61
60	8.6	87.99	87.99	12.01
140	6.29	94.28	94.28	5.72
200	1.13	95.41	95.41	4.59
pan	4.59	100	100.00	0.00

$$D_{10} = 0,27$$

$$D_{30} = 0,36$$

$$D_{60} = 0,7$$

$$C_u = 2,593$$

$$C_c = 0,686$$

Tabel 2.6 Distribusi Ukuran Butiran Titik BH 2

No. <i>sieve</i>	Berat Tertahan	$\Sigma$ Berat Tertahan	Prosen Berat Tertahan	Prosen Lolos
4	0.31	0.31	0.31	99.69
10	22.15	22.46	22.46	77.54
20	35.75	58.21	58.21	41.79
40	19.71	77.92	77.92	22.08
60	9.57	87.49	87.49	12.51
140	6.54	94.03	94.03	5.97
200	0.92	94.95	94.95	5.05

No. sieve	Berat Tertahan	$\Sigma$ Berat Tertahan	Prosen Berat Tertahan	Prosen Lolos
pan	5.05	100	100.00	0.00

$$D_{10} = 0,2$$

$$D_{30} = 0,55$$

$$D_{60} = 1,5$$

$$C_u = 7,5$$

$$C_c = 1,008$$

Contoh hitungan dengan rumus :

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ berat tertahan} &= \text{berat tertahan} + \Sigma \text{ berat tertahan} \\ &= 1,26 + 25,9 \\ &= 27,19 \text{ gram} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Prosen berat tertahan} &= \frac{\text{berat tertahan}}{\text{berat total}} \times 100\% \\ &= \frac{1,29}{100} \times 100\% \\ &= 1,29\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Prosen lolos} &= 100\% - \text{prosen berat tertahan} \\ &= 100\% - 1,29 \\ &= 98,7\% \end{aligned}$$

### 2.2.2 Deskripsi Tanah Berdasarkan SPT

Tabel 2.7 Tabel *Bor Log* BH-1

kedalaman (m)	NSPT	$\sigma\sigma'$ (kN/m <sup>2</sup> )	CN	N1 = CN*N <sub>SPT</sub>
2	6	31.752	1.410	8.460
4	21	23.504	1.511	31.724
6	27	35.256	1.375	37.127
8	41	47.008	1.279	52.434
10	43	58.760	1.204	51.783



kedalaman (m)	NSPT	$\sigma\sigma'$ (kN/m <sup>2</sup> )	CN	N1 = CN*N <sub>SPT</sub>
12	45	70.512	1.143	51.448
14	17	82.264	1.092	18.559
16	16	94.016	1.047	16.753
18	26	105.768	1.008	26.200
20	30	117.520	0.972	29.174
22	24	129.272	0.941	22.574
24	52	141.024	0.911	47.397
26	55	152.776	0.885	48.660
28	55	164.528	0.860	47.297
30	57	176.280	0.837	47.701
32	58	188.032	0.815	47.287
34	60	199.784	0.795	47.701
36	60	211.536	0.776	46.554
38	60	223.288	0.758	45.469
40	60	235.040	0.741	44.440

Tabel 2.8 Rekap Hasil Pengujian Tanah BH-1

Titik	Kedalaman (m)	Kadar Air (%)	Berat Jenis (G)	$\gamma_b$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_k$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Pengujian Geser Langsung	
						c (kg/cm <sup>2</sup> )	$\theta^\circ$
BH-1	5,00	25,46	2,75	1,62	1,30	0,01	17,22
	10,00	17,75	2,70	1,59	1,35	0,00	23,89

$$\gamma_b = 1,62 \times 9,8 = 15,876$$

$$\gamma_w = 10$$

$$Y' = 15,876 - 10 = 5,876$$

Tabel 2.9 Tabel Bor Log BH-2

kedalaman (m)	NSPT	$\sigma\sigma'$ (kN/m <sup>2</sup> )	CN	N1 = CN*N <sub>SPT</sub>
2	11	31.556	1.412	15.534
4	25	23.112	1.516	37.907
6	44	34.668	1.381	60.751
8	48	46.224	1.284	61.656
10	49	57.780	1.210	59.284
12	24	69.336	1.149	27.574
14	24	80.892	1.097	26.337
16	26	92.448	1.053	27.370
18	37	104.004	1.013	37.493
20	18	115.560	0.978	17.605
22	40	127.116	0.946	37.848
24	52	138.672	0.917	47.690
26	55	150.228	0.890	48.969
28	55	161.784	0.866	47.606
30	58	173.340	0.842	48.865
32	60	184.896	0.821	49.255
34	60	196.452	0.801	48.038
36	60	208.008	0.782	46.891
38	60	219.564	0.763	45.807
40	60	231.120	0.746	44.777

Tabel 2.10 Rekap Hasil Pengujian Tanah BH-2

Titik	Kedalaman (m)	Kadar Air (%)	Berat Jenis (G)	$\gamma_b$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_k$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Pengujian Geser Langsung	
						c (kg/cm <sup>2</sup> )	$\theta^\circ$
BH-2	5,00	25,70	2,81	1,61	1,28	0,00	24,40
	10,00	13,81	2,72	1,62	1,43	0,01	25,91

$$\gamma_b = 1,61 \times 9,8 = 15,876$$

$$\gamma_w = 10$$

$$Y' = 15,876 - 10 = 5,876$$

## 2.3 Penentuan Sistem Struktur

### 2.3.1 Penentuan Kategori Resiko

Tabel 2.11 Kategori Resiko

Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"><li>- Perumahan</li><li>- <b>Rumah toko dan rumah kantor</b></li><li>- Pasar</li><li>- Gedung perkantoran</li><li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li><li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li><li>- Bangunan industri</li><li>- Fasilitas manufaktur</li><li>- Pabrik</li></ul>	<b>II</b>
---	-----------

Berdasarkan SNI 1726:2019 pada tabel 3, kategori resiko pada bangunan di *Rest Area* Kawasan Wisata Breksi di Kabupaten Sleman yaitu termasuk pada kategori resiko II. Hal ini dikarenakan pada bangunan di kawasan *rest area* tersebut merupakan fasilitas rumah toko dan rumah kantor.

### 2.3.2 Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

Tabel 2.12 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 4, pada bangunan di *Rest Area* Kawasan Wisata Breksi di Kabupaten Sleman yaitu termasuk ke dalam resiko II, maka faktor keutamaan gempa pada bangunan tersebut yaitu 1,0.

### 2.3.3 Penentuan Klasifikasi Situs

Tabel 2.13 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (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	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah pada bangunan di *Rest Area* Kawasan Wisata Breksi didapatkan bahwa klasifikasi situsnya termasuk ke dalam kelas situs SD (Tanah Sedang).

### 2.3.4 Penentuan Parameter Spektral Respons

Melalui *web* Desain Spektra Indonesia didapatkan nilai sebagai berikut:

- a.  $T_o = 0,16$  s
- b.  $T_s = 0,78$  s
- c.  $S_{ds} = 0,73$  g
- d.  $S_{d1} = 0,57$  g
- e.  $S_s = 0,9951$  g
- f.  $S_1 = 0.4634$  g

### 2.3.5 Hitung Periode Fundamental Gedung (T)

Tabel 2.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 18, tipe struktur pada bangunan di *Rest Area* Kawasan Wisata Breksi di Kabupaten Sleman yaitu rangka beton pemikul beton dengan nilai  $C_t = 0,0466$  dan  $x = 0,9$ .

a. *Resto Indoor*

$$h_n = 0,3 + 3 + 3 + 3,9 = 10,2 \text{ m}$$

$$T_a = C_b h_n^x = 0,0466 \times 10,2^{0,9} = 0,377 \text{ s}$$

b. *Cafe*

$$h_n = 0,6 + 3 + 3 + 3,5 = 10,1 \text{ m}$$

$$T_a = C_b h_n^x = 0,0466 \times 10,1^{0,9} = 0,373 \text{ s}$$

### 2.3.6 Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

Tabel 2.15 Kategori Desain Seismik

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

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 8, dengan  $S_{ds} = 0,73$  g dan termasuk kategori resiko II maka kategori desain seismik pada bangunan di *Rest Area* Kawasan Wisata Breksi di Kabupaten Sleman adalah D.

### 2.3.7 Penentuan Koefisien Modifikasi Respons (R)

Tabel 2.16 Faktor R,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem pemikul gaya seismik

C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10*	TI*	TI*	TI*
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI'	TI'	TI'	TI'
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus**	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan*	3½	3*	3½	10	10	10	10	10	10

Berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 12, sistem pemikul gaya seismik bangunan di *Rest Area* Kawasan Wisata Breksi di Kabupaten Sleman adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus, sehingga nilai  $R = 8$ ,  $\Omega_0 = 3$ ,  $C_d = 5,5$ .

## 2.4 Perencanaan Pembebanan Struktur

Data-data yang digunakan pada bangunan di *Rest Area* Kawasan Wisata Breksi di Kabupaten Sleman sebagai berikut:

### 2.4.1 Resto Indoor

Tebal pelat lantai	: 130 mm
Balok induk	: 300x450 mm
Balok anak	: 250x350 mm

Balok ring	:	150x200 mm
Kolom	:	350x350 mm
Tinggi tingkat lantai 1 & 2	:	3 m
Mutu beton $f_c'$	:	35 MPa
Mutu baja $f_y$	:	420 MPa
Kategori resiko gedung	:	II
Faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )	:	1,0
Kategori desain seismik bangunan	:	D
Periode fundamental gedung ( $T$ )	:	0,377
Parameter <i>spectral respons</i>	:	$T_o = 0,16$ s $T_s = 0,78$ s $S_{ds} = 0,73$ g $S_{d1} = 0,57$ g

Menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus.

Koefisien modifikasi <i>respons</i> ( $R$ ) :	$R = 8$
	$C_d = 5,5$
	$I = 1$
	$\Omega = 3$

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

$$C_s = \frac{S_{ds}}{(R/I_e)} = \frac{0,73}{(8/1)} = 0,0913$$

Nilai  $C_s$  tidak perlu lebih dari besar dari :

$$C_{smax} = \frac{S_{ds}}{T(R/I_e)} = \frac{0,73}{0,377(8/1)} = 0,1891$$

Nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_{smin} = 0,044 S_{ds} I_e = 0,044 \times 0,73 \times 1 = 0,0321 > 0,01 \text{ (OK)}$$

Nilai  $C_s$  yang digunakan adalah 0,0913

## 2. Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat satuan lantai 2

Berat kuda-kuda atap = 60,92 kN

Plafon gypsum 4 cm =  $0,04 \times 27,87 = 1,1148 \text{ kN/m}^2$

MEP = 0,25 kN/m<sup>2</sup>

Total Dead Load (DL) = 1,3648 kN/m<sup>2</sup>

DL input software (tanpa berat sendiri) = 1,3648 kN/m<sup>2</sup>

Berat satuan lantai 1

t = 130 mm

Berat sendiri plat =  $0,001 \times 130 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$

Pasir 4 cm =  $0,04 \times 17 = 0,68 \text{ kN/m}^2$

Spesi 2 cm =  $0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

Tegel 2 cm =  $0,02 \times 24 = 0,48 \text{ kN/m}^2$

Partisi = 1 kN/m<sup>2</sup>

Plafon gypsum 4 cm =  $0,04 \times 27,87 = 1,1148 \text{ kN/m}^2$

MEP = 0,25 kN/m<sup>2</sup>

Total Dead Load (DL) = 7,0448 kN/m<sup>2</sup>

DL input software (tanpa berat sendiri) =  $7,0448 - 3,12 = 3,9248 \text{ kN/m}^2$

Berat satuan balok dan kolom

Balok induk 300 × 450 mm =  $0,3(0,45 - 0,13)24 = 1,32 \text{ kN/m}$

Balok anak 250 × 350 mm =  $0,25(0,35 - 0,13)24 = 2,304 \text{ kN/m}$

Balok ring 150 × 200 mm =  $0,15 \times 0,2 \times 24 = 0,72 \text{ kN/m}$

Kolom 300 × 300 mm =  $0,3 \times 0,3 \times 24 = 2,16 \text{ kN/m}$

Kolom 350 × 350 mm =  $0,35 \times 0,35 \times 24 = 2,94 \text{ kN/m}$



a. Lantai 1

$$\begin{aligned} \text{Plat Lantai} &= (12 \times 16)7,0448 \\ &= 1352,6 \text{ kN} \\ \text{Dinding bata} &= (2(12 \times 3) + 2(8 \times 3))17 \\ &= 2040 \text{ kN} \\ \text{Balok induk } 300 \times 450 &= (4 \times 16) + (2 \times 12) + (4 \times 12) + (2 \times 8) + (4 \times 2) \times 2,304 \\ &= 368,64 \text{ kN} \\ \text{Balok anak } 250 \times 350 &= ((8 \times 2) + 8 + (8 \times 2) + 4) \times 1,32 \\ &= 58,08 \text{ kN} \\ \text{Kolom } 300 \times 300 &= (34 \times (3 + 1,5)) \times 2,16 \\ &= 330,48 \text{ kN} \\ \text{Kolom } 350 \times 350 &= (4 \times (3 + 1,5)) \times 2,94 \\ &= 52,92 \text{ kN} \\ \text{Total W1} &= 4202,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Lantai 2

$$\begin{aligned} \text{Kuda-kuda} &= 60,92 \times 7 \\ &= 426,44 \text{ kN} \\ \text{Plafon, MEP} &= (16 \times 12) \times 1,3648 \\ &= 262,04 \text{ kN} \\ \text{Kolom } 300 \times 300 &= 20 \times 1,5 \times 2,16 \\ &= 64,8 \text{ kN} \\ \text{Balok ring } 150 \times 200 &= ((2 \times 16) + (2 \times 12)) \times 0,72 \\ &= 40,32 \text{ kN} \\ \text{Total W2} &= 793,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat mati total (W)} &= W_1 + W_2 \\
 &= 4202,7 + 793,6 \\
 &= 4996,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 3. Hitung Gaya Geser Dasar (V)

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,0913 \times 4996,3 \\
 &= 455,9145 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 4. Beban Gempa Metode Statistik Ekivalen

$$\begin{aligned}
 K &= 0,5 \times T + 0,75 \\
 &= 0,5 \times 0,377 + 0,75 \\
 &= 0,9384
 \end{aligned}$$

Tabel 2.17 Statistik Ekivalen

Lantai	W <sub>x</sub>	H <sub>x</sub>	W <sub>x</sub> .H <sup>k</sup>	F <sub>x</sub> (kN)
2	793.60	6	4264.07	121.15
1	4202.72	3	11783.23	334.77
		9	16047.30	

#### 2.4.2 Cafe

Tebal pelat lantai	: 130 mm
Balok induk	: 300x450 mm
Balok anak	: 250x350 mm
Balok ring	: 150x200 mm
Kolom	: 300x300 mm
Tinggi tingkat lantai 1	: 3 m
Lantai atap	: 2,9 m
Mutu beton f <sub>c</sub> '	: 35 MPa
Mutu baja f <sub>y</sub>	: 420 MPa

Kategori resiko gedung	:	II
Faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )	:	1,0
Kategori desain seismik bangunan	:	D
Periode fundamental gedung ( $T$ )	:	0,373
Parameter <i>spectral respons</i>	:	$T_o = 0,16 \text{ s}$ $T_s = 0,78 \text{ s}$ $S_{ds} = 0,73 \text{ g}$ $S_{d1} = 0,57 \text{ g}$

Menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus.

Koefisien modifikasi <i>respons</i> ( $R$ )	:	$R = 8$
		$C_d = 5,5$
		$I = 1$
		$\Omega = 3$

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

$$C_s = \frac{S_{ds}}{(R/I_e)} = \frac{0,73}{(8/1)} = 0,0913$$

Nilai  $C_s$  tidak perlu lebih dari besar dari :

$$C_{smax} = \frac{S_{ds}}{T(R/I_e)} = \frac{0,73}{0,373(8/1)} = 0,1908$$

Nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_{smin} = 0,044 S_{ds} I_e = 0,044 \times 0,73 \times 1 = 0,0321 > 0,01 \text{ (OK)}$$

Nilai  $C_s$  yang digunakan adalah 0,0913

#### 2. Berat Seismik Efektif Bangunan

Berat satuan lantai 2

$$\text{Berat kuda-kuda atap} = 146,45 \text{ kN}$$

$$\text{Plafon gypsum 4 cm} = 0,04 \times 27,87 = 1,1148 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{MEP} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total Dead Load (DL)} = 1,3648 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{DL input software (tanpa berat sendiri)} = 1,3648 \text{ kN/m}^2$$

Berat satuan lantai 1

$$t = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Berat sendiri plat} = 0,001 \times 130 \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pasir 4 cm} = 0,04 \times 17 = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spesi 2 cm} = 0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tegel 2 cm} = 0,02 \times 24 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Partisi} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plafon gypsum 4 cm} = 0,04 \times 27,87 = 1,1148 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{MEP} = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total Dead Load (DL)} = 7,0448 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{DL input software (tanpa berat sendiri)} &= 7,0448 - 3,12 \\ &= 3,9248 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berat satuan balok dan kolom

$$\text{Balok induk } 300 \times 450 \text{ mm} = 0,3(0,45 - 0,13)24 = 1,32 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok anak } 250 \times 350 \text{ mm} = 0,25(0,35 - 0,13)24 = 2,304 \text{ kN/m}$$

$$\text{Balok ring } 150 \times 200 \text{ mm} = 0,15 \times 0,2 \times 24 = 0,72 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kolom } 300 \times 300 \text{ mm} = 0,3 \times 0,3 \times 24 = 2,16 \text{ kN/m}$$

a. Lantai 1

$$\begin{aligned} \text{Plat Lantai} &= (12,051 \times 12,051) \times 7,0448 \\ &= 1023,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dinding bata} &= \frac{(150+88,8)}{2} \times 17 \\ &= 3304,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok induk } 300 \times 450 &= ((2 \times 8) + (3 \times 3) + (4 \times 4) + \\ &\quad (4 \times 6) + (2 \times 6) + 10,8 + 2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 206,9 \text{ kN} \\
 \text{Balok anak } 250 \times 350 &= (2 \times 4) + (2 \times 6) + 10 + (2 \times 0,7) \\
 &= 41,448 \text{ kN} \\
 \text{Kolom } 300 \times 300 &= (26 \times (3,6 + 1,5)) \times 2,16 \\
 &= 286,42 \text{ kN} \\
 \text{Total } W_1 &= 4862,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Lantai 2

$$\begin{aligned}
 \text{Dinding bata} &= \frac{88,8}{2} \times 17 \\
 &= 754,8 \text{ kN} \\
 \text{Kuda-kuda} &= 146,45 \times 7 \\
 &= 585,8 \text{ kN} \\
 \text{Plafon, MEP} &= (12,051 \times 12,051) \times 1,3648 \\
 &= 198,21 \text{ kN} \\
 \text{Kolom } 300 \times 300 &= 26 \times 1,5 \times 2,16 = 84,24 \text{ kN} \\
 \text{Balok ring } 150 \times 200 &= ((2 \times 12,051) + (2 \times 12,051)) \times 0,72 \\
 &= 34,707 \text{ kN} \\
 \text{Total } W_2 &= 1657,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat mati total (W)} &= W_1 + W_2 \\
 &= 4862,7 + 1657,8 \\
 &= 6520,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Hitung Gaya Geser Dasar (V)

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,0913 \times 6520,4 \\
 &= 594,9872 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

#### 4. Beban Gempa Metode Statistik Ekivalen

$$\begin{aligned}K &= 0,5 \times T + 0,75 \\ &= 0,5 \times 0,373 + 0,75 \\ &= 0,9367\end{aligned}$$

Tabel 2.18 Statistik Ekivalen

Lantai	$W_x$	$H_x$	$W_x.H^k$	$F_x$ (kN)
2	1657.75	9.5	13658.27	204.66
1	4862.66	6	26049.63	390.33
		15.5	39707.90	

### 2.5 Pemodelan Struktur

Data-data:

$$\begin{aligned}\text{Mutu beton } f'c &= 35 \text{ MPa} \\ f_y \text{ Tulangan} &= 420 \text{ MPa} \\ f_y \text{ Sengkang} &= 280 \text{ MPa}\end{aligned}$$

#### 2.5.1 Resto Indoor

Dimensi:

$$\text{Balok Induk} = 300 \times 450 \text{ mm}$$

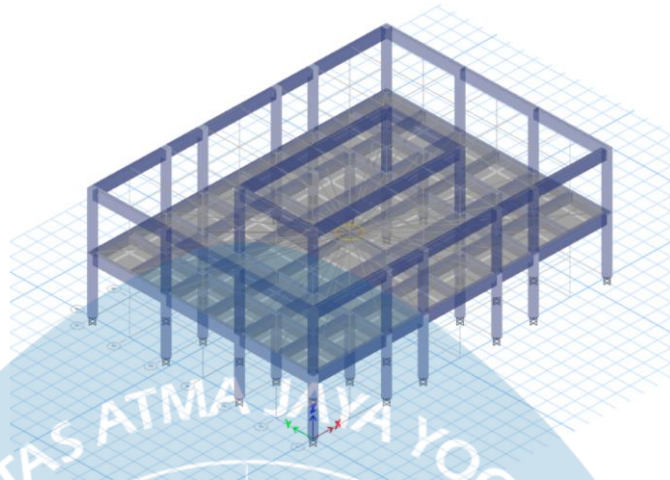
$$\text{Balok Anak} = 250 \times 350 \text{ mm}$$

$$\text{Kolom 1} = 350 \times 350 \text{ mm}$$

$$\text{Kolom 2} = 300 \times 300 \text{ mm}$$

$$\text{Plat lantai} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tingkat} = 3000 \text{ mm}$$



Gambar 2.3 Pemodelan Struktur Resto Indoor

#### 2.5.2 Cafe

Dimensi:

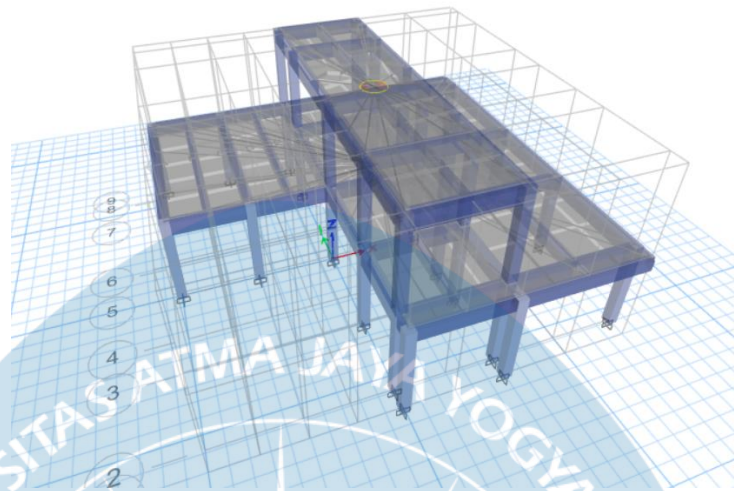
Balok Induk = 300 x 450 mm

Balok Anak = 250 x 350 mm

Kolom = 300 x 300 mm

Plat lantai = 130 mm

Tinggi tingkat = 3000 mm



Gambar 2.4 Pemodelan Struktur Cafe

## 2.6 Interpretasi Pemodelan Struktur

### 2.6.1 Resto Indoor

#### 1. Pengambilan Gaya Dalam Balok

Dari hasil pemodelan di ETABS, didapatkan gaya-gaya dalam balok anak dan balok induk *resto indoor* yang akan digunakan dalam perancangan. Berikut adalah rekapitulasi gaya dalam balok anak dan balok induk.

Tabel 2.19 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Anak Resto Indoor

	BA. 1	BA. 2
Momen Negatif (kNm)	-63,5022	-63,3982
Momen Positif (kNm)	46,9245	23,1378
Gaya Geser Negatif (kN)	-55,2595	-49,8512
Gaya Geser Positif (kN)	19,8731	13,5105



Tabel 2.20 Rekapitulasi Gaya Dalam Balok Anak

*Resto Indoor*

		BI. 1	BI. 2	BI. 3
Tumpuan	Mu <sup>+</sup> (kNm)	-38,8520	-14,0021	10,5215
	Mu <sup>-</sup> (kNm)	-113,5725	-54,3788	21,9025
	Vu (kN)	-97,7386	88,6275	29,1146
Lapangan	Mu <sup>+</sup> (kNm)	75,4957	74,5382	7,2236
	Mu <sup>-</sup> (kNm)	27,7444	26,6573	12,0305

2. Pengambilan Gaya Dalam Kolom

Dari hasil pemodelan di ETABS, didapatkan gaya-gaya dalam kolom *Resto indoor* yang akan digunakan dalam perancangan. Berikut adalah rekapitulasi gaya dalam kolom.

Tabel 2.21 Gaya Dalam Kolom *Resto Indoor*

		K1	K2
PU (kN)	Max	126,9967	30,1966
	Min	-348,047	-223,7038
Mx (kNm)	Max	25,6817	21,146
	Min	-25,4055	-10,4339
My (kNm)	Max	5,3662	14,5676
	Min	-19,9592	-21,6407
Vu (Kn)		18,1671	23,2801

## 2.6.2 Cafe

### 1. Pengambilan Gaya Dalam Balok

Dari hasil pemodelan di ETABS, didapatkan gaya-gaya dalam balok anak dan balok induk *cafe* yang akan digunakan dalam perancangan. Berikut adalah rekapitulasi gaya dalam balok anak dan balok induk.

Tabel 2.22 Gaya Dalam Balok Anak *Cafe*

	BA. 1	BA. 2	BA. 3	BA.4
Momen Negatif (kNm)	-57,7668	-6,7324	-33,6790	-27,0699
Momen Positif (kNm)	35,7959	3,4681	21,9301	20,4959
Gaya Geser Negatif (kN)	-10,0596	-5,5063	-12,0328	-13,8624
Gaya Geser Positif (kN)	9,9676	4,1295	8,9392	8,423

Tabel 2.23 Gaya Dalam Balok Induk *Cafe*

		BI. 1	BI. 2	BI. 3	BI. 4	BI. 5
Tumpuan	$Mu^+$ (kNm)	172,0418	127,2629	119,0179	55,1588	119,0179
	$Mu^-$ (kNm)	-159,2425	-84,9169	-108,7159	-54,5785	-108,7159
	$V_u$ (kN)	61,9271	-50,8279	69,1569	29,5907	69,1569
Lapangan	$Mu^+$ (kNm)	150,3103	94,6622	103,5925	54,2896	103,5925
	$Mu^-$ (kNm)	72,5886	-39,4255	-76,4386	-49,7045	-76,4386

## 2. Pengambilan Gaya Dalam Kolom

Dari hasil pemodelan di ETABS, didapatkan gaya-gaya dalam kolom *cafe* yang akan digunakan dalam perancangan. Berikut adalah rekapitulasi gaya dalam kolom.

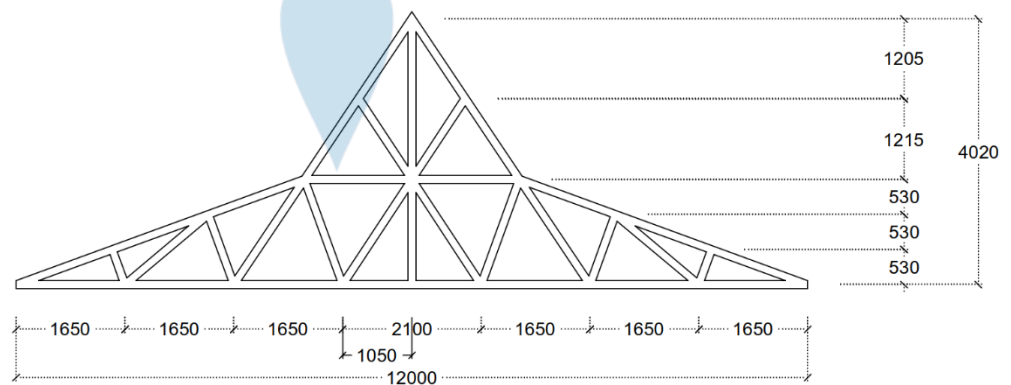
Tabel 2.24 Gaya Dalam Kolom *Cafe*

		K1
PU (kN)	Max	152,4423
	Min	-365,6081
Mx (kNm)	Max	43,6152
	Min	-59,0408
My (kNm)	Max	9,3108
	Min	-11,4953
Vu (kN)		8,1592

## 2.7 Perancangan Struktur Atap

### 2.7.1 Perancangan Atap

#### a. Gedung Resto *Indoor*



Gambar 2.5 Layout Atap Gedung Resto *Indoor*

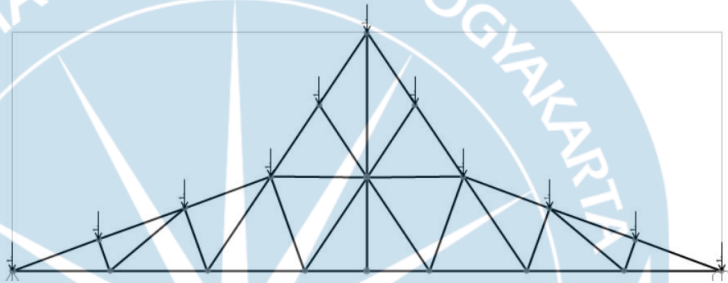
## 1. Rencana Gording

### a. Beban Gording

- Berat sendiri = 0,0592 kN/m
- Berat atap  $\frac{2,1}{\cos 20} \times 0,65 = 0,42$  kN/m
- Berat plafon  $2,1 \times 0,2 = 1,9318$  kN/m

Dead load (D) rencana gording q: 1,9318 kN/m

Live load = 1 kN



Gambar 2.6 Pembebanan Atap

### b. Rencana Momen Gording

$$\begin{aligned}M_{3, D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos a \times (L_1)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,9318 \times \cos 20 \times (2)^2 \\ &= 0,3596 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3, L} &= \frac{1}{4} \times P \times \cos a \times L_1 \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 20 \times 2 \\ &= 1,4095 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2, D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin a \times \left(\frac{L_1}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1,9318 \times \sin 20 \times \left(\frac{2}{3}\right)^2 \\ &= 0,0291 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2, L} &= \frac{1}{4} \times q \times \sin a \times \left(\frac{L_1}{3}\right) \\ &= \frac{1}{4} \times 1,9318 \times \sin 20 \times \left(\frac{2}{3}\right)\end{aligned}$$

$$= 0,057 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{3, U} &= 1,4 \times M_{3, D} \\ &= 1,4 \times 0,3569 \\ &= 0,5034 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3, U} &= 1,2 \times M_{3, D} + 1,6 \times M_{3, L} \\ &= 1,2 \times 0,3569 + 1,6 \times 1,4095 \\ &= 2,6867 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2, U} &= 1,4 \times M_{2, D} \\ &= 1,4 \times 0,0291 \\ &= 0,0407 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2, U} &= 1,2 \times M_{2, D} + 1,6 \times M_{2, L} \\ &= 1,2 \times 0,0291 + 1,6 \times 0,057 \\ &= 0,1261 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

c. Cek Tegangan pada Profil C:

$$fb = \frac{M_{3, U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2, U}}{\phi W_2} \leq Fy$$

Digunakan profil C

$$W_3 = Z_x = 37.400 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 8.200 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} fb &= \frac{2,6867}{0,9 \times 37.400} + \frac{0,1261}{0,9 \times 8.200} \\ &= 234,71 \text{ MPa} < Fy = 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d. Cek Defleksi Gording

$$I_3 = I_x = 2.800.000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 280.000 \text{ mm}^4$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{q \cos a (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \frac{P \cos a (L_1)^3}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \frac{1,5305 \cos 20 (2000)^4}{200.000 \times 2.800.000} + \frac{1}{48} \frac{1 \cdot \cos 20 (2000)^3}{200.000 \times 2.800.000}$$

$$= 1,7229 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \frac{q \sin a (L_1)^4}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \frac{P \sin a (L_1)^3}{EI} \left(\frac{L}{3}\right)^3$$

$$= \frac{5}{384} \frac{1,5305 \sin 20}{200.000 \times 280.000} \times \left(\frac{2000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \frac{1 \cdot \sin 20}{200.000 \times 280.000} \times \left(\frac{2000}{3}\right)^3$$

$$= 0,0351 \text{ mm}$$

$$\delta = \sqrt{(\delta_2)^2 + (\delta_3)^2} \leq \frac{1}{240} L_1$$

$$= \sqrt{(1,7229)^2 + (0,0351)^2} \leq \frac{1}{240} 2000$$

$$= 1,7233 \leq 8,33$$

e. Rencana Sag-rod

Jumlah gording dibawah nok sejumlah  $n = 5$ , sehingga gaya sag-rod

$$F_t, D = n \times \left(\frac{L_1}{3} \times q \times \sin a\right)$$

$$= 5 \times \left(\frac{2}{3} \times 1,5305 \times \sin 20\right)$$

$$= 1,7449 \text{ kN}$$

$$F_t, L = \frac{n}{2} \times P \times \sin a$$

$$= \frac{5}{2} \times 1 \times \sin 20$$

$$= 0,855 \text{ kN}$$

f. Kombinasi Beban

$$F_t, U = 1,4 F_t, D$$

$$= 1,4 \times 1,7449$$

$$= 2,44287 \text{ kN}$$

$$F_t, U = 1,2 F_t, D + 1,6 F_t, L$$

$$= 1,2 \times 1,7449 + 1,6 \times 0,855$$

$$= 3,46197 \text{ kN}$$

Luas batang sag-rod yang diperlukan:

$$\begin{aligned}A_{sr} &= \frac{F_t \cdot U \times 10^3}{\phi \times F_y} \\&= \frac{3,46197 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\&= 16,0276 \text{ kN}\end{aligned}$$

## 2. Rencana Beban Kuda-kuda

### a. Beban P1

- Berat sendiri kuda-kuda =  $\frac{1,65}{2} \times 0,5$   
= 0,525 kN

- Berat gording =  $2 \times 0,0592$   
= 0,1184 kN

- Berat atap =  $\frac{(\frac{1,65}{2} + 1)}{\cos 20} \times 2 \times 1,4526$   
= 4,433 kN

- Berat plafon =  $(\frac{1,65}{2} + 1) \times 2 \times 0,42$   
= 1,2405 kN

Total P1 = 6,1686 kN

### b. Beban P2

- Berat sendiri kuda-kuda =  $1,65 \times 0,5$   
= 0,825 kN

- Berat gording =  $2 \times 0,0592$   
= 0,1184 kN

- Berat atap =  $\frac{(1,65)}{\cos 20} \times 2 \times 1,4526$

$$= 4,008 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plafon} &= 1,65 \times 2 \times 0,42 \\ &= 1,2045 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total P2} = 6,0198 \text{ kN}$$

c. Beban P3

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri kuda-kuda} &= 1,65 \times 0,5 \\ &= 0,825 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat gording} &= 2 \times 2 \times 0,0592 \\ &= 0,2368 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat atap} &= \frac{(1,65)}{\cos 20} \times 2 \times 1,4526 \\ &= 4,008 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plafon} &= 1,65 \times 2 \times 0,42 \\ &= 1,089 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total P3} = 6,1589 \text{ kN}$$

d. Beban Angin

$$\begin{aligned} - \text{ Beban W1} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos a} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{\left(\frac{1,65}{2}+1\right)}{\cos 20} \times 0,2 \times 2 \times 0,25 \\ &= 0,2913 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Beban W2} &= \frac{a}{\cos a} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1,65}{\cos 20} \times 0,2 \times 2 \times 0,25 \end{aligned}$$



$$= 0,2634 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W3} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{1,65}{\cos 20} \times 0,2 \times 2 \times 0,25 \end{aligned}$$

$$= 0,1317 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W4} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{1,65}{\cos 20} \times (-0,6) \times 2 \times 0,25 \end{aligned}$$

$$= -0,2634 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{- Beban W5} &= \frac{a}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{1,65}{\cos 20} \times (-0,6) \times 2 \times 0,25 \end{aligned}$$

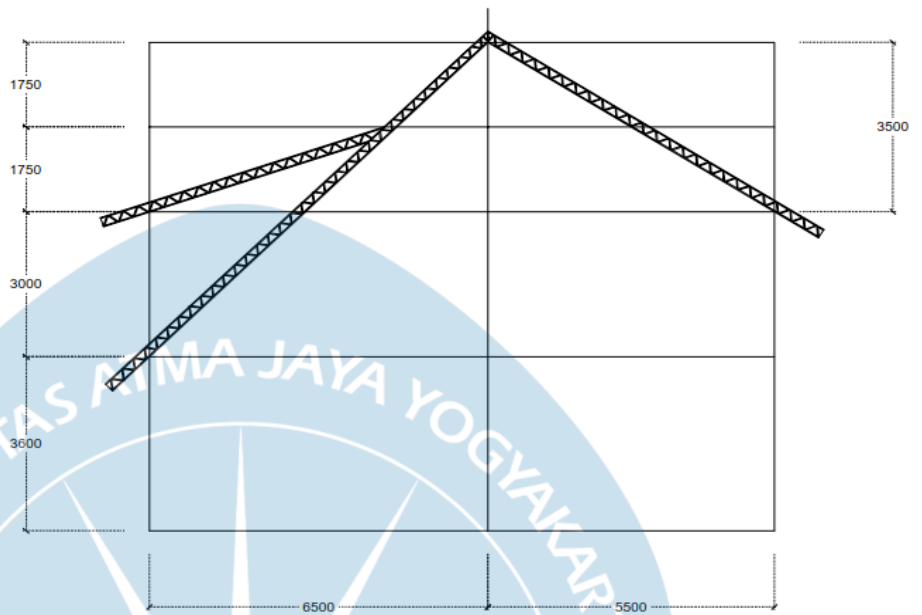
$$= -0,5267 \text{ kN}$$

$$\text{- Beban W6} = \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw$$

$$= \frac{\left(\frac{1,65}{2}+1\right)}{\cos 20} \times (-0,06) \times 2 \times 0,25$$

$$= -0,5826 \text{ kN}$$

b. Gedung *Cafe*



Gambar 2.7 Layout Atap Gedung *Cafe*

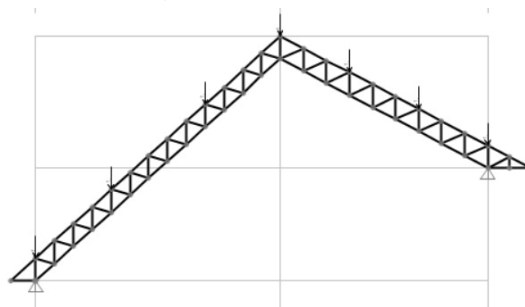
1. Rencana Gording

a. Beban Gording

- Berat sendiri = 0,0592 kN/m
- Berat atap  $\frac{2,167}{\cos 30} \times 0,65 = 1,6265$  kN/m
- Berat plafon  $2,167 \times 0,2 = 0,4334$  kN/m

Dead load (D) rencana gording q: 2,1191 kN/m

Live load = 1 kN



Gambar 2.8 Pembebanan Atap

b. Rencana Momen Gording

$$\begin{aligned}M_{3, D} &= \frac{1}{8} \times q \times \cos a \times (L_1)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 2,1191 \times \cos 30 \times (4)^2 \\ &= 3,6703 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3, L} &= \frac{1}{4} \times P \times \cos a \times L_1 \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 30 \times 4 \\ &= 0,8660 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2, D} &= \frac{1}{8} \times q \times \sin a \times \left(\frac{L_1}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 2,1191 \times \sin 30 \times \left(\frac{4}{3}\right)^2 \\ &= 0,2355 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2, L} &= \frac{1}{4} \times P \times \sin a \times \left(\frac{L_1}{3}\right) \\ &= \frac{1}{4} \times 1 \times \sin 30 \times \left(\frac{4}{3}\right) \\ &= 0,1667 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3, U} &= 1,4 \times M_{3, D} \\ &= 1,4 \times 3,6703 \\ &= 5,1384 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3, U} &= 1,2 \times M_{3, D} + 1,6 \times M_{3, L} \\ &= 1,2 \times 3,6703 + 1,6 \times 0,8660 \\ &= 5,7900 \text{ kNm (OK)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2, U} &= 1,4 \times M_{2, D} \\ &= 1,4 \times 0,2355 \\ &= 0,3296 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{2, U} &= 1,2 \times M_{2, D} + 1,6 \times M_{2, L} \\ &= 1,2 \times 0,2355 + 1,6 \times 0,1667 \\ &= 0,5492 \text{ kNm (OK)}\end{aligned}$$

c. Cek Tegangan pada Profil C:

$$fb = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_2} \leq Fy$$

Digunakan profil C

$$W_3 = Z_x = 39.400 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 11.000 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} fb &= \frac{5,7900}{0,9 \times 39.400} + \frac{0,5492}{0,9 \times 11.000} \\ &= 218,7583 \text{ Mpa} < Fy = 240 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

d. Cek Defleksi Gording

$$I_3 = I_x = 2.950.000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 480.000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \frac{q \cos a (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \frac{P \cos a (L_1)^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \frac{2,1191 \cos 30 (4000)^4}{200.000 \times 2.950.000} + \frac{1}{48} \frac{1 \cdot \cos 30 (4000)^3}{200.000 \times 2.950.000} \\ &= 10,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \frac{q \sin a (L_1)^4}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \frac{P \sin a (L_1)^3}{EI} \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \frac{2,1191 \sin 30}{200.000 \times 280.000} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \frac{1 \cdot \sin 30}{200.000 \times 280.000} \times \left(\frac{4000}{3}\right)^3 \\ &= 0,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{(\delta_2)^2 + (\delta_3)^2} && \leq \frac{1}{240} L_1 \\ &= \sqrt{(10,37)^2 + (0,46)^2} && \leq \frac{1}{240} 4000 \\ &= 10,38 \text{ mm} && \leq 16,67 \end{aligned}$$

e. Rencana Sag-rod

Jumlah gording dibawah nok sejumlah n = 3, sehingga gaya sag-rod

$$\begin{aligned}
 F_{t, D} &= n \times \left( \frac{L_1}{3} \times q \times \sin a \right) \\
 &= 3 \times \left( \frac{4}{3} \times 2,1191 \times \sin 30 \right) \\
 &= 4,2381 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t, L} &= \frac{n}{2} \times P \times \sin a \\
 &= \frac{3}{2} \times 1 \times \sin 30 \\
 &= 0,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f. Kombinasi Beban

$$\begin{aligned}
 F_{t, U} &= 1,4 F_{t, D} \\
 &= 1,4 \times 4,2381 \\
 &= 5,9334 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t, U} &= 1,2 F_{t, D} + 1,6 F_{t, L} \\
 &= 1,2 \times 4,2381 + 1,6 \times 0,75 \\
 &= 6,2857 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Luas batang sag-rod yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_{sr} &= \frac{F_{t, U} \times 10^3}{\phi \times F_y} \\
 &= \frac{6,2857 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\
 &= 29,10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Rencana Beban Kuda-kuda

a. Beban P1

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri kuda-kuda} &= \frac{2,167}{2} \times 0,5 \\
 &= 0,54175 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat gording} &= 4 \times 0,0592 \\
 &= 0,2368 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat atap} &= \frac{\left(\frac{2,167}{2} + 1\right)}{\cos 30} \times 4 \times 1,6265 \\ &= 15,652 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plafon} &= \left(\frac{2,167}{2} + 1\right) \times 4 \times 0,4334 \\ &= 3,6120 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total P1} = 20,0423 \text{ kN}$$

b. Beban P2

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri kuda-kuda} &= 2,167 \times 0,5 \\ &= 1,0835 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat gording} &= 4 \times 0,0592 \\ &= 0,2368 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat atap} &= \frac{2,167}{\cos 30} \times 4 \times 1,6265 \\ &= 16,279 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plafon} &= 2,167 \times 4 \times 0,4334 \\ &= 3,7576 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total P2} = 21,2476 \text{ kN}$$

c. Beban P3

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri kuda-kuda} &= 2,167 \times 0,5 \\ &= 1,0835 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$- \text{ Berat gording} = 2 \times 4 \times 0,0592$$

$$= 0,4736 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat atap} &= \frac{(2,167)}{\cos 30} \times 4 \times 1,6265 \\ &= 16,279 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plafon} &= 2,167 \times 4 \times 0,4334 \\ &= 3,7567 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total P3} = 21,5929 \text{ kN}$$

d. Beban Angin

$$\begin{aligned} - \text{ Beban W1} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{\left(\frac{2,167}{2}+1\right)}{\cos 30} \times 0,3 \times 4 \times 0,25 \\ &= 0,72175 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Beban W2} &= \frac{a}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{2,167}{\cos 30} \times 0,3 \times 4 \times 0,25 \\ &= 0,75067 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Beban W3} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{2,167}{\cos 30} \times 0,3 \times 4 \times 0,25 \\ &= 0,3753 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Beban W4} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{2,167}{\cos 30} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \\ &= - 0,75067 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Beban W5} &= \frac{a}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{2,167}{\cos 30} \times (-0,6) \times 4 \times 0,25 \end{aligned}$$

$$= - 1,50134 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} - \text{Beban } W_6 &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos a} \times Cti \times L_1 \times Qw \\ &= \frac{\left(\frac{2,167}{2}+1\right)}{\cos 30} \times (-0,06) \times 4 \times 0,25 \\ &= - 1,4435 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2.7.2 Perancangan Elemen Kuda-Kuda

### a. Gedung Resto *Indoor*

Profil Batang L 90x90x7 dengan  $T_p = 14 \text{ mm}$

$$A = 1222 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 930000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 930000 \text{ mm}^4$$

$$i_x = i_y = 27,6 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 24,6 \text{ mm}$$

$$T_p = 14 \text{ mm}$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$b = 90 \text{ mm}$$

$$t = 7 \text{ mm}$$

Properti profil bangunan

$$A_g = 2 \times 1222 = 2444 \text{ mm}^2$$

$$I_{Xg} = 2 \times I_x$$

$$= 2 \times 930000$$

$$= 1860000 \text{ mm}^4$$

$$I_{Yg} = \left( I_y + A_g \left( C_y + \frac{T_p}{2} \right)^2 \right)$$



$$= (930000 + 2444 \left(24,6 + \frac{14}{2}\right)^2)$$

$$= 3370480.64 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = \sqrt{\frac{I_{xg}}{Ag}} = \sqrt{\frac{1860000}{2444}} = 27,59 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{Ag}} = \sqrt{\frac{3370480,64}{2444}} = 37,14 \text{ mm}$$

$$R_{min} = 27,59 \text{ mm}$$

$$x_0 = 0 \text{ mm}$$

$$y_0 = Cy - \frac{t}{2} = 24,6 - \frac{7}{2} = 21,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_0 &= \frac{I_{xg} + I_{yg}}{A} + (x_0)^2 + (y_0)^2 \\ &= \frac{1860000 + 3370480.64}{1222} + (0)^2 + (21,1)^2 \\ &= 2585,34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$H = 1 - \frac{(x_0)^2 + (y_0)^2}{\bar{r}_0} = 1 - \frac{(0)^2 + (21,1)^2}{2585,34} = 0,83$$

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3}bt^3 \\ &= \frac{1}{3} \times 90 \times 7^3 \end{aligned}$$

$$= 10290 \text{ mm}^3$$

$$G = 77200 \text{ MPa}$$

Rencana gaya batang tekan

a. Pemeriksaan tekan lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{90}{7} = 12,857$$

$$\lambda r = 0,45 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,45 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,99$$

12,857 < 12,99. Maka penampang non langsing.

b. Pemeriksaan tekuk lentur (Terhadap sumbu X-X)

$$\frac{KL}{rx} = \frac{2 \times 1630}{27,59} = 59,0856$$

$$Fe = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(59,0856)^2} = 565,41$$

$$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,966$$

59,0856 < 135,966. Sehingga Fcr diambil dari persamaan

$$Fcr = \left[0,658 \frac{Fy}{Fe}\right] Fy = \left(0,658 \frac{240}{565,41}\right) 240 = 200,93 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi

$$a = 1630 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{1630}{27,59} = 59,086 > 40 \text{ maka digunakan } \left(\frac{KL}{rx}\right) m$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{rx}\right) m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{ri}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{2 \times 1630}{27,59}\right)^2 + (0,5 \times 59,086)^2} \\ &= 72,36 \end{aligned}$$

Karena  $\left(\frac{KL}{rx}\right) m = 72,36 > 135,966$  maka menggunakan persamaan  $Fcr = 0,877 fe$

$$Fe = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(72,36)^2} = 376,85 \text{ MPa}$$

$$Fcry = 0,877 \times Fe = 0,877 \times 376,85 = 183,85 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\bar{r}_0} = \frac{77200 \times 10290}{2444 \times 2585,34} = 125,72 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \left( 1 - \left( 1 - \sqrt{\frac{4 \times F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right) \right)$$

$$= \frac{183,85 + 125,72}{2 \times 0,83} \left( 1 - \left( 1 - \sqrt{\frac{4 \times 183,85 \times 125,72 \times H}{(183,85 + 125,72)^2}} \right) \right)$$

$$= 149,33 \text{ MPa}$$

d. Kekuatan tekan desain

$$F_{cr} = 200,93 \text{ MPa (Pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 149,33 \text{ MPa (Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

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

$$F_{cr} = 149,33 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = 0,9 F_{cr} A_g = 0,9 \times 149,33 \times 2,444 = 163,23 \text{ MPa}$$

$$163,23 \text{ MPa} > 94,621 \text{ MPa (Aman)}$$

Rencana gaya batang tarik

a. Kondisi leleh tarik

$$P_n = f_y \times A_g = 240 \times 2444 = 586,560 \text{ kN} > P_u = 36,567 \text{ kN (OK)}$$

b. Perhitungan kelangsingan batang tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1630}{27,59} = 59,0856 < 300 \text{ (Aman)}$$

b. Gedung *Cafe*

Profil Batang L 60x60x5 dengan  $T_p = 10 \text{ mm}$

$$A = 580,2 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 196000 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 196000 \text{ mm}^4$$

$$i_x = i_y = 18,4 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 16,6 \text{ mm}$$

$$T_p = 10 \text{ mm}$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$t = 5 \text{ mm}$$

Properti profil bangunan

$$A_g = 2 \times 580,2 = 1160,4 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times I_x$$

$$= 2 \times 196000$$

$$= 392000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_y + A_g \left( C_y + \frac{T_p}{2} \right)^2)$$

$$= (196000 + 1160,4 \left( 16,6 + \frac{10}{2} \right)^2)$$

$$= 737396,224 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = \sqrt{\frac{I_{xg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{392000}{1160,4}} = 18,38 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{737396,224}{1160,4}} = 25,21 \text{ mm}$$

$$R_{min} = 18,38 \text{ mm}$$

$$x_0 = 0 \text{ mm}$$

$$y_0 = C_y - \frac{t}{2} = 16,6 - \frac{10}{2} = 14,1 \text{ mm}$$

$$\bar{r}_0 = \sqrt{\frac{I_{xg} + I_{yg}}{A} + (x_0)^2 + (y_0)^2}$$

$$= \frac{392000 + 737396,224}{580,2} + (0)^2 + (14,1)^2$$

$$= 1172,09 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{(x_0)^2 + (y_0)^2}{\bar{r}_0} = 1 - \frac{(0)^2 + (14,1)^2}{1172,09} = 0,83$$

$$J = \frac{1}{3} bt^3$$

$$= \frac{1}{3} \times 60 \times 5^3$$

$$= 2500 \text{ mm}^3$$

$$G = 77200 \text{ MPa}$$

Rencana gaya batang tekan

a. Pemeriksaan tekan lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{5} = 12$$

$$\lambda r = 0,45 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,45 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,99$$

$12 < 12,99$ . Maka penampang non langsing.

b. Pemeriksaan tekuk lentur (Terhadap sumbu X-X)

$$\frac{KL}{rx} = \frac{2 \times 600}{18,38} = 32,6446$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(32,6446)^2} = 1852,2755$$

$$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,966$$

$32,6446 > 135,966$ . Sehingga  $F_{cr}$  diambil dari persamaan

$$F_{cr} = [0,658 \frac{F_y}{F_e}] F_y = (0,658 \frac{240}{1852,2755}) 240 = 227,33 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi

$$a = 600 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{600}{18,38} = 32,64 < 40 \text{ maka digunakan } \left(\frac{KL}{rx}\right) m$$

$$\left(\frac{KL}{rx}\right) m = \frac{KL}{rx} = 32,6446$$

Karena  $\left(\frac{KL}{rx}\right) m = 32,6446 < 135,966$  maka menggunakan

$$\text{persamaan } F_{cr} = [0,658 \frac{F_y}{F_e}] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(32,6446)^2} = 1852,2755 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = [0,658 \frac{F_y}{F_e}] F_y = (0,658 \frac{240}{1852,2755}) 240 = 227,33 \text{ Mpa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A r_0^2} = \frac{77200 \times 2500}{1160,4 \times 1172,09} = 141,9 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \left( 1 - \left( 1 - \sqrt{\frac{4 \times F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right) \right) = \frac{227,33 + 141,9}{2 \times 0,83} \left( 1 - \left( 1 - \sqrt{\frac{4 \times 227,33 \times 141,9 \times H}{(227,33 + 141,9)^2}} \right) \right) = 174,73 \text{ MPa}$$

d. Kekuatan tekan desain

$$F_{cr} = 227,33 \text{ MPa (Pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 174,73 \text{ MPa (Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

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

$$F_{cr} = 174,73 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,9 F_{cr} A_g \\ &= 0,9 \times 174,73 \times 1,6604 \\ &= 182,48 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$182,48 \text{ kN} > 61,893 \text{ kN (Aman)}$$

Rencana gaya batang tarik

a. Kondisi leleh tarik

$$P_n = f_y \times A_g = 240 \times 1160,4 = 278,496 \text{ kN} > P_u = 26,739 \text{ kN (OK)}$$

b. Perhitungan kelangsingan batang tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{600}{18,38} = 32,64 < 300 \text{ (Aman)}$$

### 2.7.3 Perancangan Sambungan Elemen Kuda-Kuda

a. Gedung Resto *Indoor*

Perencanaan sambungan elemen kuda-kuda digunakan sambungan las dengan keterangan sebagai berikut:

$$\text{Ketebalan profil } t = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Ukuran las } w = 5 \text{ mm}$$

Panjang efektif las

$$L_w \text{ memanjang} = 5 \times 20 = 100 \text{ mm}$$

$$L_w \text{ melintang} = 5 \times 14 = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif } t_e = 0,707 \times 5 = 3,535 \text{ mm}$$

Luas efektif las sudut

$$A_{we} \text{ memanjang} = 3,535 \times 100 = 353,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{we} \text{ melintang} = 3,535 \times 70 = 247,45 \text{ mm}^2$$

Elektroda E70XX = 70 kips = 485 MPa

Kekuatan Las Memanjang

$$\begin{aligned} R_{nwl} &= (0,6 \times F_{EXX}) A_{we} \\ &= (0,6 \times 485) \times (2 \times 353,5) \\ &= 205,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan Las Melintang

$$\begin{aligned} R_{nwt} &= (0,6 \times F_{EXX}) A_{we} \\ &= (0,6 \times 485) \times 247,45 \\ &= 72,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan Las Kombinasi

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt} = 205,74 + 72,01 = 277,75 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0,85R_{nwl} + 1,5R_{nwt} \\ &= (0,85 \times 205,74) + (1,5 \times 72,01) \\ &= 282,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih  $R_n = 282,89 \text{ kN}$

Kuat tarik desain

$$\phi R_n = 0,75 \times 282,89 = 212,166 \text{ kN}$$

b. Gedung *Cafe*

Perencanaan sambungan elemen kuda-kuda digunakan sambungan las dengan keterangan sebagai berikut:

Ketebalan profil  $t = 5 \text{ mm}$

Ukuran las  $w = 3 \text{ mm}$



Panjang efektif las

$$L_w \text{ memanjang} = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$L_w \text{ melintang} = 3 \times 15 = 45 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif } t_e = 0,707 \times 3 = 2,121 \text{ mm}$$

Luas efektif las sudut

$$A_{we} \text{ memanjang} = 3,535 \times 90 = 190,89 \text{ mm}^2$$

$$A_{we} \text{ melintang} = 3,535 \times 45 = 95,45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Elektroda E70XX} = 70 \text{ kips} = 485 \text{ MPa}$$

Kekuatan Las Memanjang

$$\begin{aligned} R_{nwl} &= (0,6 \times F_{EXX}) A_{we} \\ &= (0,6 \times 485) \times (2 \times 190,89) \\ &= 111,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan Las Melintang

$$\begin{aligned} R_{nwt} &= (0,6 \times F_{EXX}) A_{we} \\ &= (0,6 \times 485) \times 95,45 \\ &= 27,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan Las Kombinasi

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt} = 111,10 + 27,77 = 138,87 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 0,85R_{nwl} + 1,5R_{nwt} \\ &= (0,85 \times 111,10) + (1,5 \times 27,77) \\ &= 136,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih  $R_n = 138,87 \text{ kN}$

Kuat tarik desain

$$\phi R_n = 0,75 \times 138,87 = 104,15 \text{ kN}$$

## 2.8 Perancangan Balok

### 2.8.1 Perancangan Balok Anak

#### a. Resto Indoor

Diketahui:

$$f_c' : 35 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ tulangan utama} : 420 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ sengkang} : 280 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} : 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} : 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} : 6 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi balok anak} : 250 \times 350 \text{ (mm)}$$

$$d : 350 - 40 - 6 - 13/2 = 297,5 \text{ mm}$$

Balok Anak-1 (BA-1)

#### 1. Tulangan longitudinal tumpuan ( $M_u = 63,5022 \text{ kNm}$ )

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

$$= 297,5 - \sqrt{297,5^2 - \frac{2 \times 63,5022 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 35 \times 350}}$$

$$a = 23,72 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23,72}{0,8} = 29,65 \text{ mm}$$

$$c \text{ max} = 0,375d = 0,375 \times 297,5 = 111,5625 \text{ mm}$$

Karena  $c < c \text{ max}$ , maka  $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{63,5022 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (297,5 - 23,65/2)} = 588,14 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap  $A_s$  min dan  $A_s$  max

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} bd = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 297,5 = 247,92 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \frac{0,36\beta_1 f_c' b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,8 \times 35 \times 250 \times 297,5}{420} = 1785 \text{ mm}^2$$

Karena  $A_s \text{ min} < A_s \text{ perlu} < A_s \text{ max}$ , maka digunakan

$$A_s = 588,14 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan:

$$n = \frac{A_s}{A_v} = \frac{588,14}{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2} = 4,43 \approx 5 \text{ buah}$$

Digunakan 5D13

## 2. Tulangan longitudinal lapangan ( $M_u = 46,9245 \text{ kNm}$ )

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

$$= 297,5 - \sqrt{297,5^2 - \frac{2 \times 46,9245 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 35 \times 350}}$$

$$a = 17,34 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17,34}{0,8} = 21,67 \text{ mm}$$

$$c \text{ max} = 0,375d = 0,375 \times 297,5 = 111,5625 \text{ mm}$$

Karena  $c < c \text{ max}$ , maka  $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{46,9245 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (297,5 - 21,67/2)} = 429,80 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap  $A_s$  min dan  $A_s$  max

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} bd = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 297,5 = 247,92 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \frac{0,36\beta_1 f_c' b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,8 \times 35 \times 250 \times 297,5}{420} = 1785 \text{ mm}^2$$

Karena  $A_s \text{ min} < A_s \text{ perlu} < A_s \text{ max}$ , maka digunakan

$$A_s = 429,80 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan:

$$n = \frac{A_s}{A_v} = \frac{429,80}{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2} = 3,24 \approx 4 \text{ buah}$$

Digunakan 4D13

### 3. Tulangan transversal tumpuan ( $V_u = 55,2595 \text{ kNm}$ )

Kekuatan geser beton ( $V_c$ )

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 250 \times 297,5 \\ &= 56,10108 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 56,10108 = 28,05 \text{ kN}$$

Didaerah tumpuan karena  $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ , maka diperlukan tulangan geser minimum

$$V_s = 56,10108 \text{ kN} = 56101,08 \text{ N}$$

Memeriksa batasan dimensi penampang

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$56101,08 \leq 0,66 \times \sqrt{35} \times 250 \times 297,5$$

$$56101,08 \leq 290405,6 \text{ (OK)}$$

Menghitung Spasi Sengkang

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 6^2$$

$$S_1 = 56,55 \text{ mm}^2$$

$$S_1 = \frac{A_v \min f_{yt}}{V_s}$$

$$S_1 = \frac{56,55 \times 280}{0,062 \times \sqrt{35} \times 250}$$
$$= 172,67 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{A_v \min f_{yt}}{0,35 b_w}$$

$$S_2 = \frac{56,55 \times 280}{0,35 \times 250}$$
$$= 180,96 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil  $S_1 = 172,67 \text{ mm}$

Cek spasi sengkang di Daerah Tumpuan

$$0,33 \sqrt{f_c'} b_w d = 0,33 \times \sqrt{35} \times 250 \times 297,5$$
$$= 145202,8 \text{ N}$$

Karena  $V_s = 56101,08 \text{ N} < 145202,8 \text{ N}$

Maka syarat :

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{297,5}{2} = 148,75 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan sengkang 2D6-100 mm.

#### 4. Tulangan transversal lapangan ( $V_u = 19,8731 \text{ kNm}$ )

Kekuatan geser beton ( $V_c$ )

$$\phi V_c = \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$\begin{aligned} &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 250 \times 297,5 \\ &= 56,10108 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 56,10108 = 28,05 \text{ kN}$$

Didaerah tumpuan karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser

$$V_s = 56,10108 \text{ kN} = 56101,08 \text{ N}$$

karena  $V_u < 0,5 \phi V_c$ , maka dipakai jarak sengkang

maksimum  $\frac{d}{2}$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{297,5}{2} = 148,75 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan sengkang 2D6-100 mm.

Tabel 2.25 Rekapitulasi Balok Anak Tulangan Longitudinal Gedung Resto *Indoor*

TULANGAN LONGITUDINAL														
Balok Anak		Mu	a (kN)	c (kN)	c max (kN)	$\phi$	Direncanakan	As (mm <sup>2</sup> )	As min (mm <sup>2</sup> )	As max (mm <sup>2</sup> )	As perlu	n	=	Digunakan
BA 1	Tumpuan	63,5022	23,72	29,65	111,56	0,9	Tul. Tunggal	588,14	247,92	1785	588,14	4,43	5	5D13
	Lapangan	46,9245	17,34	21,67	111,56	0,9	Tul. Tunggal	429,80	247,92	1785	429,80	3,24	4	4D13
BA 2	Tumpuan	63,3982	23,68	29,60	111,56	0,9	Tul. Tunggal	587,13	247,92	1785	587,13	4,42	5	5D13
	Lapangan	23,1378	8,42	10,52	111,56	0,9	Tul. Tunggal	208,70	247,92	1785	208,70	1,87	2	2D13

Tabel 2.26 Rekapitulasi Balok Anak Tulangan Transversal Gedung Resto *Indoor*

TULANGAN TRANSVERSAL											
Balok Anak		Vu	$\phi Vc$ (kN)	0,5 $\phi Vc$ (kN)	Vs (N)	Batas dimensi	Cek	0,33 (N)	Batas spasi	S pakai	Digunakan
BA 1	Tumpuan	55,2595	56,10	28,05	56101,08	290405,6	OK	145202,8	148.75	100	2D6 - 100
	Lapangan	19,8731	56,10	28,05	56101,08	290405,6	OK	145202,8	148.75	100	2D6 - 100
BA 2	Tumpuan	49,8512	56,10	28,05	56101,08	290405,6	OK	145202,8	148.75	150	2D6 - 150
	Lapangan	13,5105	56,10	28,05	56101,08	290405,6	OK	145202,8	148.75	200	2D6 - 200

b. *Cafe*

Diketahui:

- $f_c'$  : 35 MPa  
 $f_y$  tulangan utama : 420 MPa  
 $f_y$  sengkang : 280 MPa  
Selimut beton : 40 mm  
Diameter tulangan utama : 13 mm  
Diameter sengkang : 6 mm  
Dimensi balok anak : 250 × 350 (mm)  
 $d$  : 350 - 40 - 6 - 13/2 = 297,5 mm

Balok Anak-1 (BA-1)

1. Tulangan longitudinal tumpuan ( $M_u = 57,7668$  kNm)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f_c' b}} = 297,5 - \sqrt{297,5^2 - \frac{2 \times 57,7668 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 35 \times 350}}$$

$$a = 21,50 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21,50}{0,8} = 26,87 \text{ mm}$$

$$c \text{ max} = 0,375d = 0,375 \times 297,5 = 111,5625 \text{ mm}$$

Karena  $c < c \text{ max}$ , maka  $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{57,7668 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (297,5 - 21,50/2)} = 532,94 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap  $A_s \text{ min}$  dan  $A_s \text{ max}$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 297,5 = 247,92 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \frac{0,36 \beta_1 f_c' b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,8 \times 35 \times 250 \times 297,5}{420} = 1785 \text{ mm}^2$$



Karena  $A_s \text{ min} < A_s \text{ perlu} < A_s \text{ max}$ , maka digunakan

$$A_s = 532,94 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan:

$$n = \frac{A_s}{A_v} = \frac{532,94}{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2} = 4,02 \approx 5 \text{ buah}$$

Digunakan 5D13

2. Tulangan longitudinal lapangan ( $M_u = 35,7959 \text{ kNm}$ )

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0,85 f_c' b}} = 297,5 - \sqrt{297,5^2 - \frac{2 \times 35,7959 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 35 \times 350}}$$

$$a = 13,13 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13,13}{0,8} = 16,41 \text{ mm}$$

$$c \text{ max} = 0,375d = 0,375 \times 297,5 = 111,5625 \text{ mm}$$

Karena  $c < c \text{ max}$ , maka  $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{35,7959 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (297,5 - 13,13/2)} = 325,50 \text{ mm}^2$$

Cek terhadap  $A_s \text{ min}$  dan  $A_s \text{ max}$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 297,5 = 247,92 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \frac{0,36 \beta_1 f_c' b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,8 \times 35 \times 250 \times 297,5}{420} = 1785 \text{ mm}^2$$

Karena  $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$ , maka digunakan  $A_s = 325,50 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan:

$$n = \frac{As}{Av} = \frac{325,50}{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2} = 2,45 \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan 3D13

3. Tulangan transversal tumpuan ( $V_u = 10,0596 \text{ kNm}$ )

Kekuatan geser beton ( $V_c$ )

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 250 \times 297,5 \\ &= 56,10108 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 56,10108 = 28,05 \text{ kN}$$

Didaerah tumpuan karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser

$$V_s = 56,10108 \text{ kN} = 56101,08 \text{ N}$$

karena  $V_u < 0,5 \phi V_c$ , maka dipakai jarak sengkang maksimum  $\frac{d}{2}$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{297,5}{2} = 148,75 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan sengkang 2D6-100 mm.

4. Tulangan transversal lapangan ( $V_u = 9,9676 \text{ kNm}$ )

Kekuatan geser beton ( $V_c$ )

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 250 \times 297,5 \\ &= 56,10108 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$0,5\phi V_c = 0,5 \times 56,10108 = 28,05 \text{ kN}$$

Didaerah tumpuan karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser

$$V_s = 56,10108 \text{ kN} = 56101,08 \text{ N}$$

karena  $V_u < 0,5 \phi V_c$ , maka dipakai jarak sengkang maksimum  $\frac{d}{2}$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{297,5}{2} = 148,75 \text{ mm}$$

Sehingga, digunakan sengkang 2D6-100 mm.

Tabel 2.27 Rekapitulasi Balok Anak Tulangan Transversal Gedung *Cafe*

TULANGAN LONGITUDINAL														
Balok Anak		Mu	a (kN)	c (kN)	c max (kN)	$\phi$	Direncanakan	As (mm <sup>2</sup> )	As min (mm <sup>2</sup> )	As max (mm <sup>2</sup> )	As perlu	n	=	Digunakan
BA 1	Tumpuan	57,7668	21,4969	26,8711	111,5625	0,9	Tul. Tunggal	532,9429	247,9167	1785	532,9429	4,02	5	5D13
	Lapangan	35,7959	13,1292	16,4115	111,5625	0,9	Tul. Tunggal	325,4955	247,9167	1785	325,4955	2,45	3	3D13
BA 2	Tumpuan	6,7324	2,4247	3,0309	111,5625	0,9	Tul. Tunggal	30,9046	247,9167	1785	60,1125	1,87	2	2D13
	Lapangan	3,4681	1,2466	1,5582	111,5625	0,9	Tul. Tunggal	30,9046	247,9167	1785	30,9046	1,87	2	2D13
BA 3	Tumpuan	33,6790	12,3360	15,4200	111,5625	0,9	Tul. Tunggal	305,8294	247,9167	1785	305,8294	2,30	3	3D13
	Lapangan	21,9301	7,9729	9,9661	111,5625	0,9	Tul. Tunggal	197,6608	247,9167	1785	197,6608	1,87	2	2D13
BA 4	Tumpuan	27,0699	9,8735	12,3418	12,3418	0,9	Tul. Tunggal	244,7795	247,9167	1785	244,7795	1,87	2	2D13
	Lapangan	20,4959	7,4448	9,3060	9,3060	0,9	Tul. Tunggal	184,5680	247,9167	1785	184,5680	1,87	2	2D13

Tabel 2.28 Rekapitulasi Balok Anak Tulangan Transversal Gedung *Cafe*

TULANGAN TRANSVERSAL											
Balok Anak		Vu	$\phi V_c$ (kN)	0,5 $\phi V_c$ (kN)	Vs (N)	Batas dimensi	Cek	0,33 (N)	Batas spasi	S pakai	Digunakan
BA 1	Tumpuan	10,0596	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100
	Lapangan	9,9676	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100
BA 2	Tumpuan	5,5063	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100
	Lapangan	4,1295	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100
BA 3	Tumpuan	12,0328	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100
	Lapangan	8,9392	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100
BA 4	Tumpuan	13,8624	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100
	Lapangan	8,423	56,1011	28,05	56101,08	290405,57	OK	145202,78	148,75	100	2D6 - 100

## 2.8.2 Perancangan Balok Induk

### a. Resto *Indoor*

Diketahui:

$F'c$  : 35 MPa

$F_y$  Tulangan Lentur : 420 MPa

$F_y$  Sengkang : 280 MPa

b Balok : 300 mm

h Balok : 450 mm

Selimit Beton : 40 mm

Dengan menggunakan tipe perhitungan yang sama, berikut merupakan rekapitulasi perhitungan hasil akhir dari perancangan *design* Balok Induk Resto *Indoor*.

Tabel 2.29 Rekapitulasi Perancangan *Design* Balok Induk Resto *Indoor*

BALOK INDUK	Lokasi	Mu (kNm)	$\epsilon_s \geq 0,005$	As. perlu (mm <sup>2</sup> )	Digunakan	As. pakai (mm <sup>2</sup> )
BI. 1	Tumpuan (-)	-164	Terkendali Tarik	1197,44	5D19	1417,64
	Tumpuan (+)	23,93	Terkendali Tarik	163,76	2D19	567,06
	Lapangan	15,23	Terkendali Tarik	103,84	2D19	567,06
BI. 2	Tumpuan (-)	-164,36	Terkendali Tarik	1193,16	5D19	1417,64
	Tumpuan (+)	157,40	Terkendali Tarik	1138,60	5D19	1417,64
	Lapangan	42,94	Terkendali Tarik	294,62	2D19	567,06
BI. 3	Tumpuan (-)	-73,24	Terkendali Tarik	509,17	2D19	567,06
	Tumpuan (+)	40,69	Terkendali Tarik	283,53	2D19	567,06
	Lapangan	18,78	Terkendali Tarik	127,57	2D19	567,06

Tabel 2.30 Lanjutan Rekapitulasi Perancangan *Design* Balok Induk

*Resto Indoor*

BALOK INDUK	Lokasi	Tulangan Terpasang	Ve (kN)	Vc (kN)	Vs (kN)	Dipasang
BI. 1	Tumpuan	5D19	298,65	117,82	280,38	2D10 – 50
	Lapangan	2D19	195,16	117,82	142,40	2D10 – 100
BI. 2	Tumpuan	5D19	146,16	118,43	202,57	2D6 – 50
	Lapangan	2D19	194,73	118,43	141,22	2D6 – 150
BI. 3	Tumpuan	2D19	138,71	118,43	66,52	2D8 – 100
	Lapangan	2D19	95,90	118,43	9,44	2D8 – 150

b. *Cafe*

Diketahui:

F'c : 35 MPa

Fy Tulangan Lentur : 420 MPa

Fy Sengkang : 280 MPa

b Balok : 300 mm

h Balok : 450 mm

Selimut Beton : 40 mm

Dengan menggunakan tipe perhitungan yang sama, berikut merupakan rekapitulasi perhitungan hasil akhir dari perancangan *design* Balok Induk *Cafe*.

Tabel 2.31 Rekapitulasi Perancangan *Design* Balok Induk *Cafe*

BALOK INDUK	Lokasi	Mu (kNm)	$\epsilon_s \geq 0,005$	As. perlu (mm <sup>2</sup> )	Digunakan	As. pakai (mm <sup>2</sup> )
BI. 1	Tumpuan (-)	-164	Terkendali Tarik	1197,44	5D19	1417,64
	Tumpuan (+)	23,93	Terkendali Tarik	163,76	2D19	567,06
	Lapangan	15,23	Terkendali Tarik	103,84	2D19	567,06
BI. 2	Tumpuan (-)	-164,36	Terkendali Tarik	1193,16	5D19	1417,64
	Tumpuan (+)	157,40	Terkendali Tarik	1138,60	5D19	1417,64
	Lapangan	42,94	Terkendali Tarik	294,62	2D19	567,06
BI. 3	Tumpuan (-)	-73,24	Terkendali Tarik	509,17	2D19	567,06
	Tumpuan (+)	40,69	Terkendali Tarik	283,53	2D19	567,06
	Lapangan	18,78	Terkendali Tarik	127,57	2D19	567,06
BI. 4	Tumpuan (-)	-67,59	Terkendali Tarik	468,77	2D19	567,06
	Tumpuan (+)	40,26	Terkendali Tarik	275,92	2D19	567,06
	Lapangan	18,78	Terkendali Tarik	127,57	2D19	567,06
BI. 5	Tumpuan (-)	-168,79	Terkendali Tarik	1128,06	5D19	1417,64
	Tumpuan (+)	99,95	Terkendali Tarik	703,33	3D19	850,58
	Lapangan	97,25	Terkendali Tarik	683,49	3D19	850,59
BI. 6	Tumpuan (-)	-58,35	Terkendali Tarik	403,04	2D19	567,06
	Tumpuan (+)	28,51	Terkendali Tarik	194,42	2D19	567,06
	Lapangan	37,01	Terkendali Tarik	253,34	2D19	567,06

BALOK INDUK	Lokasi	Tulangan Terpasang	Ve (kN)	Vc (kN)	Vs (kN)	Dipasang
BI. 1	Tumpuan	5D19	298,65	117,82	280,38	2D10 – 50
	Lapangan	2D19	195,16	117,82	142,40	2D10 – 100
BI. 2	Tumpuan	5D19	146,16	118,43	202,57	2D6 – 50
	Lapangan	2D19	194,73	118,43	141,22	2D6 – 150

BALOK INDUK	Lokasi	Tulangan Terpasang	Ve (kN)	Vc (kN)	Vs (kN)	Dipasang
BI. 3	Tumpuan	2D19	138,71	118,43	66,52	2D8 – 100
	Lapangan	2D19	95,90	118,43	9,44	2D8 – 150
BI. 4	Tumpuan	2D19	120,94	118,43	42,82	2D8 – 100
	Lapangan	2D19	87,48	118,43	1,78	2D8 – 150
BI. 5	Tumpuan	5D19	127,43	118,43	51,49	2D8 – 100
	Lapangan	3D19	106,65	118,43	23,78	2D8 -150
BI. 6	Tumpuan	2D19	137,26	118,43	64,59	2D8 – 100
	Lapangan	2D19	98,75	118,43	13,25	2D8 – 150

## 2.9 Perancangan Kolom

### 2.9.1 Perancangan Kolom Longitudinal

#### a. Gedung Resto *Indoor*

Direncanakan dilokasi dengan KDS D

Diketahui:

$$Pu \text{ MAX} = 126,99 \text{ kN}$$

$$Pu \text{ MIN} = -348,05 \text{ kN}$$

$$Muy \text{ MAX} = 5,3662 \text{ kNm}$$

$$Muy \text{ MIN} = -19,9592 \text{ kNm}$$

$$Mux \text{ MAX} = 25,6817 \text{ kNm}$$

$$Mux \text{ MIN} = -25,4055 \text{ kNm}$$

$$\text{Ukuran kolom: } b = 350 \text{ mm}$$

$$H = 350 \text{ mm}$$

$$t = 3 \text{ m}$$

$$\text{Mutu bahan: } F'c = 35 \text{ MPa}$$

$$Fy \text{ tulangan Utama} = 420 \text{ MPa}$$



Fy sengkang = 280 MPa

Diketahui:

Momen Nominal Balok

Mnb.Ki (-) = 126,1953 kNm

Mnb.Ka (+) = 43,1689 kNm

Momen nominal balok kiri sama dengan momen nominal balok kanan dan jumlah tulangan yang terpasang sama.

Output  $\emptyset M_n$  kolom akibat Pu MAX dan Pu MIN dari *Software SP column*.

*Factore Loads and Moments with corresponding capacities*

Tabel 2.32 Hasil *SP Column*

No	Pu (kN)	$\emptyset(M_{nx})$ (kNm)	$\emptyset(M_{ny})$ (kNm)	NA Depth (mm)	$\epsilon_t$	$\emptyset$
1	-127	84,8	209,03	147	0,00406	0,819
2	348.05	-109,31	-139,13	220	0,00251	0,685

Tabel 2.33 Rekapitulasi *SP Columns Unit 1*

	$\emptyset(M_{nx})$	$\emptyset$	Mnx
Pu MAX	84,8	0,819	103,54
Pu MIN	-109,31	0,685	-159,58

Diambil Momen nominal terkecil dari Pu MAX dan Pu MIN

MnC a = 103,54 kNm

$$MnC \quad b \quad = 159,58 \text{ kNm}$$

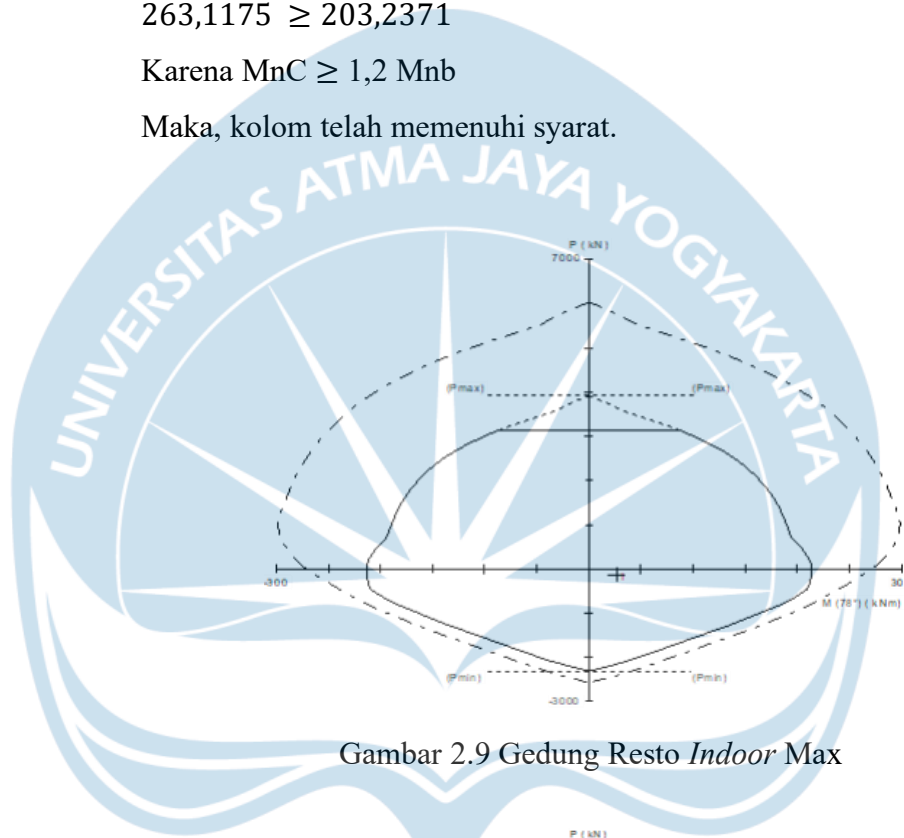
$$(MnC \ a + MnC \ b) \geq 1,2(Mnb \ ka(-) + Mnb \ ki(+))$$

$$(103,54 + 159,58) \geq 1,2(126,1953 + 43,1689)$$

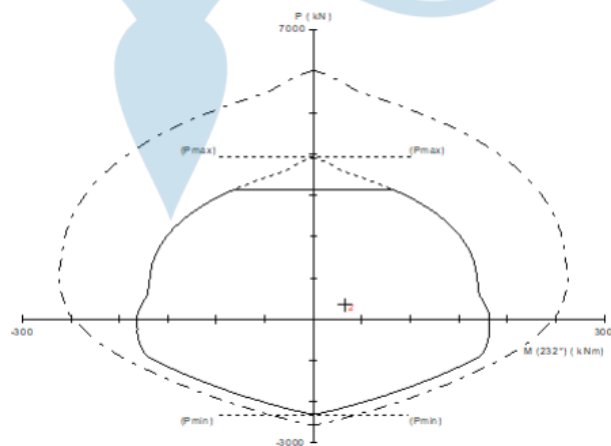
$$263,1175 \geq 203,2371$$

Karena  $MnC \geq 1,2 \ Mnb$

Maka, kolom telah memenuhi syarat.



Gambar 2.9 Gedung Resto *Indoor Max*



Gambar 2.10 Gedung Resto *Indoor Min*

b. Gedung Cafe

Direncanakan dilokasi dengan KDS D

Diketahui:

$$P_u \text{ MAX} = 152,44 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ MIN} = -365,61 \text{ kN}$$

$$M_{uy} \text{ MAX} = 9,31 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} \text{ MIN} = -11,49 \text{ kNm}$$

$$M_{ux} \text{ MAX} = 43,62 \text{ kNm}$$

$$M_{ux} \text{ MIN} = -59,04 \text{ kNm}$$

$$\text{Ukuran kolom: } b = 300 \text{ mm}$$

$$H = 300 \text{ mm}$$

$$t = 3 \text{ m}$$

$$\text{Mutu bahan: } F'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ tulangan Utama} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ Sengkang} = 280 \text{ Mpa}$$

Diketahui:

Momen Nominal Balok

$$M_{nb.Ki} (-) = 70,73 \text{ kNm}$$

$$M_{nb.Ka} (+) = 63,44 \text{ kNm}$$

Momen nominal balok kiri sama dengan momen nominal balok kanan dan jumlah tulangan yang terpasang sama.

Output  $\phi M_n$  kolom akibat  $P_u$  MAX dan  $P_u$  MIN dari *Software SP column*.

*Factore Loads and Moments with corresponding capacities*

Tabel 2.34 Hasil *SP Column*

No	$P_u$ (kN)	$\phi(M_{nx})$ (kNm)	$\phi(M_{ny})$ (kNm)	NA Depth (mm)	eps_t	Phi
1	-152.44	114.12	24.36	119	0.00411	0.823
2	365.61	-111.47	-21.7	160	0.00234	0.67

Tabel 2.35 Rekapitulasi *SP Columns Unit 1*

	$\phi(M_{nx})$	$\phi$	Mnx
Pu MAX	114.12	0.823	138.6634265
Pu MIN	-111.47	0.67	-166.3731343

Diambil Momen nominal terkecil dari  $P_u$  MAX dan  $P_u$  MIN

$$M_{nC} \quad a \quad = \quad 119,44 \text{ kNm}$$

$$M_{nC} \quad b \quad = \quad 34,83 \text{ kNm}$$

$$(M_{nC} \ a \ + \ M_{nC} \ b) \geq 1,2(M_{nb} \ ki(-) \ + \ M_{nb} \ ki(+))$$

$$(119,44 \ + \ 34,83) \geq 1,2(81,38 \ + \ 45,21)$$

$$157,27 \geq 151,91$$

Karena  $M_{nC} \geq 1,2 \ M_{nb}$

Maka, kolom telah memenuhi syarat.

## 2.9.2 Perancangan Kolom Transversal

### a. Gedung Resto *Indoor*

Direncanakan dilokasi dengan KDS D.

Dari analisis struktur  $V_u = 18,1671 \text{ kN}$

Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom:

$$M_{prb, ki (-)} = 190,76 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ki (+)} = 118,20 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (-)} = 190,76 \text{ kNm}$$

$$M_{prb, ka (+)} = 118,20 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{prK} \text{ dari balok} &= 0,5 (190,76 + 118,20) \\ &= 154,48 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Menghitung kuat geser perlu:

$$V_e = \frac{154,48 + 154,48}{(3 - 0,35)} = 116,59 \text{ kN}$$

Nilai  $V_e = 116,59 > V_u$  dari analisis struktur = 18,1671 kN maka digunakan  $V_u = V_e = 116,59 \text{ kN}$

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D = 350 - 40 - \frac{13}{2} = 303,5 \text{ mm}$$

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

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - 0 = \frac{116,59}{0,75} - 0$$

$$V_s = 155,45 \text{ N}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{V_s}{F_y t d} = \frac{155,45}{280 \times 303,5} = 0,0018 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tulangan Transversal Pengekangan:

$$P_u = 126996,7 \text{ N} < 0,3 F'_c A_g = 0,3 \times 35 \times 350 \times 350$$

$$= 1286250 \text{ N}$$

$F'_c = 35 \text{ MPa} < 70 \text{ MPa}$ , maka digunakan persamaan sebagai berikut.

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_{yt}}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,9 \frac{F'_c}{F_{yt}}$$

$$BC = \text{Lebar Kolom} = \text{Selimut Beton} = 350 - 2 \times 40 = 270 \text{ mm}$$

$$A_g = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{ch} = (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 72900 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{F'_c}{F_{yt}}$$

$$= 0,3 \left( \frac{122500}{72900} - 1 \right) \frac{35}{280}$$

$$= 0,0255$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,0255 \times 270 = 6,89 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (B)}$$

$$\frac{Ash}{Sbc} = 0,09 \frac{F'c}{Fyt}$$

$$= 0,09 \frac{35}{280}$$

$$= 0,1125$$

$$\frac{Ash}{s} = 0,1125 \times 270 = 3,0375 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (C)}$$

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

$$\frac{Ash}{s} = 6,89 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

#### 1. Tulangan Transversal disepanjang Lo

Asumsi S = 50 mm

$$Ash = 6,89 \times 50 = 344,44 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm

$$Av = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,73$$

Jumlah kaki tulangan transversal:

$$344,44 / 132,73 = 2,59 \Rightarrow \text{Digunakan } n = 3$$

Maka tulangan transversal 3D13 – 100

S max:

a.  $\frac{1}{4}$  dimensi kecil kolom =  $\frac{1}{4} \times 350 = 87,5 \text{ mm}$

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

Jarak antar Tulangan

$$S = \frac{350 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 0,5 \times 25}{3 - 1}$$

$$= 109,5$$

$$S_0 = 100 + \left( \frac{350 - 109,5}{3} \right) = 180,17 \text{ mm}$$

2. Tulangan Transversal diluar  $L_0$

$$V_e = 116,59 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\sqrt{F_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17\sqrt{35} \times 350 \times 303,5 \\ &= 106,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$106,83 \text{ kN} > 116,59 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil 100 mm maka digunakan 3D-100.

Untuk rekapitulasi tulangan pada bangunan *Cafe* dapat di lihat pada tabel di bawah.



Tabel 2.36 Rekapitulasi Tulangan Pada Gedung *Cafe*

TULANGAN TRANSVERSAL							
	Vu (kN)	Mprk (kNm)	Ve (kN)	Kuat Geser Perlu	Vc	Vs	Pu (N)
<i>Cafe</i>	8.1592	100.444	74.403	74.403	0	99.204	152442.3

TULANGAN TRANSVERSAL									
	Ash/S (mm <sup>2</sup> /mm)	S (mm)	Ash (mm)	Av (mm <sup>2</sup> )	Dipasang (didaerah lo)	Vc (kN)	Cek	S (mm)	Dipasang
<i>Cafe</i>	7.091	50	354.5454545	132.7322896	3D13-50	76.4860375	Diperlukan tul.minimum	100	3D-100

## 2.10 Perancangan Hubungan Balok Kolom

### a. Resto *Indoor*

Hubungan Balok Kolom Tengah.

Diketahui :

$f_c'$	: 35 MPa
$f_y$ tulangan utama	: 420 MPa
Dimensi kolom	: $350 \times 350$ mm
Dimensi balok	: $300 \times 450$ mm
Diameter tulangan utama	: 16 mm
Diameter sengkang	: 6 mm
Selimut beton	: 40 mm
$d$ balok	: 396 mm
$h_c$	: $(350 - 2) \times (40 - 16) = 254$ mm
$A_j$	: $350 \times 350 = 122500$ mm <sup>2</sup>

$$A_{sh}/s = \frac{0,09 \times 254 \times 35}{420} = 1,905 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  bagian dari kebutuhan tulangan.

Transversal pada daerah sendi plastis kolom.

$$A_{sh}/s = 0,5 \times 1,905 = 0,95 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal = 150 mm

$$\begin{aligned} A_{sh} &= \text{Jarak tulangan transversal} \times A_{sh}/s \\ &= 150 \times 0,95 \\ &= 142,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang 2D10-150

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= \text{Jarak kaki} \times A_v \\
 &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2\right) \\
 &= 157,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Nilai  $M_{pr}$  :

Tulangan 5D16 di sisi atas pada balok

Jumlah tulangan = 5

$$\alpha = \frac{5 \times 201,06 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 16 \times 300} = 129,36 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 5 \times 201,06 (1,25 \times 420) \left(396 - \frac{129,36}{2}\right) = 174,87 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 3D16 di sisi bawah pada balok

$$\alpha = \frac{3 \times 201,06 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 16 \times 300} = 77,62 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 3 \times 201,06 (1,25 \times 420) \left(396 - \frac{77,62}{2}\right) = 113,11 \text{ kNm}$$

Dari hasil  $M_{pr}$  balok, didapatkan nilai  $M_c$  yaitu sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_c &= DF (M_{pr} \text{ sisi atas} + M_{pr} \text{ sisi bawah}) \\
 &= 0,5 (174,87 + 113,11) \\
 &= 143,99 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{143,99 + 143,99}{2,5} = 115,19 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri *joint*:

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,2(1005,31)(420) = 527,79 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri *joint* sebesar :

$$C_1 = T_1 = 527,79 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kanan *joint*:

$$C_2 = T_2 = 1,25A_s f_y = 1,2(603,19)(420) = 316,67 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{goyangan} \\ &= 527,79 + 316,67 - 115,19 \\ &= 729,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dari *joint* yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{35} \times 122500 = 1232,02 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 1232,02 = 1047,22 \text{ kN} > V_j \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 2 kaki D10 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom.

#### Hubungan Balok Kolom Pinggir

Diketahui :

$f_c'$	: 35 MPa
$f_y$ tulangan utama	: 420 MPa
Dimensi kolom	: 300 × 300 mm
Dimensi balok	: 300 × 450 mm
Diameter tulangan utama	: 16 mm

Diameter sengkang	: 6 mm
Selimit beton	: 40 mm
d balok	: 396 mm
hc	: $(300 - 2) \times (40 - 16) = 204 \text{ mm}$
Aj	: $300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$

$$A_{sh}/s = \frac{0,09 \times 204 \times 35}{420} = 1,53 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  bagian dari kebutuhan tulangan

Transversal pada daerah sendi plastis kolom.

$$A_{sh}/s = 0,5 \times 1,53 = 0,77 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal = 150 mm

$$A_{sh} = \text{Jarak tulangan transversal} \times A_{sh}/s$$

$$= 150 \times 0,77$$

$$= 114,75 \text{ mm}^2$$

Dipasang 2D10-150

$$A_{sh} = \text{Jarak kaki} \times A_v$$

$$= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2\right)$$

$$= 157,08 \text{ mm}^2$$

Nilai  $M_{pr}$  :

Tulangan 3D16 di sisi atas pada balok

Jumlah tulangan = 3

$$\alpha = \frac{3 \times 201,06 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 16 \times 300} = 77,62 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 3 \times 201,06 (1,25 \times 420) \left( 396 - \frac{77,62}{2} \right) = 113,11 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 3D16 di sisi bawah pada balok

$$\alpha = \frac{3 \times 201,06 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 16 \times 300} = 77,62 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 3 \times 201,06 (1,25 \times 420) \left( 396 - \frac{77,62}{2} \right) = 113,11 \text{ kNm}$$

Dari hasil  $M_{pr}$  balok, didapatkan nilai  $M_c$  yaitu sebagai berikut :

$$M_c = DF (M_{pr} \text{ sisi atas} + M_{pr} \text{ sisi bawah})$$

$$= 0,5 (113,11 + 113,11)$$

$$= 113,11 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{113,11 + 113,11}{2,5} = 90,49 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri *joint*:

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,2 (603,19) (420) = 316,67 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri *joint* sebesar :

$$C_1 = T_1 = 316,67 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kanan *joint*:

$$C_2 = T_2 = 1,25A_s f_y = 1,2(603,19)(420) = 316,67 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{goyangan} \\ &= 316,67 + 316,67 - 90,49 \\ &= 542,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dari *joint* yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{35} \times 90000 = 638,94 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 638,94 = 543,1 \text{ kN} > V_j \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 2 kaki D10 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom.

b. Cafe

Hubungan Balok Kolom Tengah

Diketahui :

$f_c'$	: 35 MPa
$f_y$ tulangan utama	: 420 MPa
Dimensi kolom	: 300 × 300 mm
Dimensi balok	: 300 × 450 mm
Diameter tulangan utama	: 19 mm
Diameter sengkang	: 8 mm
Selimut beton	: 40 mm
d balok	: 392,5 mm

$$h_c : (300 - 2) \times (40 - 16) = 201 \text{ mm}$$

$$A_j : 300 \times 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh}/s = \frac{0,09 \times 201 \times 35}{420} = 1,51 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jumlah tulangan transversal dapat diambil  $\frac{1}{2}$  bagian dari kebutuhan tulangan.

Transversal pada daerah sendi plastis kolom.

$$A_{sh}/s = 0,5 \times 1,51 = 0,75 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal = 150 mm

$$A_{sh} = \text{Jarak tulangan transversal} \times A_{sh}/s$$

$$= 150 \times 0,75$$

$$= 113,06 \text{ mm}^2$$

Dipasang 2D10-150

$$A_{sh} = \text{Jarak kaki} \times A_v$$

$$= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2\right)$$

$$= 157,08 \text{ mm}^2$$



Nilai  $M_{pr}$  :

Tulangan 5D19 di sisi atas pada balok

Jumlah tulangan = 5

$$\alpha = \frac{5 \times 283,53 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 19 \times 300} = 153,61 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 5 \times 283,53 (1,25 \times 420) \left( 392,5 - \frac{153,61}{2} \right) = 234,96 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 3D19 di sisi bawah pada balok

$$\alpha = \frac{3 \times 283,53 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 19 \times 300} = 92,17 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 3 \times 283,53 (1,25 \times 420) \left( 392,5 - \frac{92,17}{2} \right) = 154,69 \text{ kNm}$$

Dari hasil  $M_{pr}$  balok, didapatkan nilai  $M_c$  yaitu sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_c &= DF (M_{pr} \text{ sisi atas} + M_{pr} \text{ sisi bawah}) \\ &= 0,5 (234,96 + 154,69) \\ &= 194,83 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{194,83 + 194,83}{2,5} = 155,86 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri *joint*:

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,2 (1417,64) (420) = 744,26 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri *joint* sebesar :

$$C_1 = T_1 = 744,26 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kanan *joint*:

$$C_2 = T_2 = 1,25A_s f_y = 1,2(850,59)(420) = 446,56 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{goyangan} \\ &= 774,26 + 446,56 - 155,86 \\ &= 1034,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dari *joint* yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{35} \times 90000 = 905,16 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 905,16 = 769,39 \text{ kN} > V_j \text{ (OK)}$$

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang 2 kaki D10 dengan jarak 150 mm pada daerah hubungan balok kolom.

## 2.11 Perancangan Plat Lantai

### a. Resto *Indoor*

#### 1. Rekapitulasi tipe plat lantai pada resto *Indoor*

Tabel 2.37 Rekapitulasi Tipe Plat Lantai Pada Resto *Indoor*

Tipe Plat	Lx (mm)	Ly (mm)	Ly/Lx	Jenis Plat	Jenis Tumpuan	Tebal Plat Minimum (mm)	Tebal Plat (mm)
A	2000	4000	2	Pelat 2 arah	Dua menerus	83,33	130
B	2000	2000	1	Pelat 2 arah	Dua menerus	83,33	130

b. *Cafe*

1. Rekapitulasi tipe plat lantai pada *Cafe*

Tabel 2.38 Rekapitulasi Tipe Plat Lantai Pada *Cafe*

Tipe Plat	Lx (mm)	Ly (mm)	Ly/Lx	Jenis Plat	Jenis Tumpuan	Tebal Plat Minimum (mm)	Tebal Plat (mm)
A	1238	6000	4,85	Pelat 1 arah	Satu menerus	51,56	130
B	1500	2000	1,33	Pelat 2 arah	Dua menerus	62,5	130
C	1500	4000	2,67	Pelat 1 arah	Dua menerus	62,5	130
D	1500	3025	2,02	Pelat 1 arah	Dua menerus	62,5	130
E	1500	2400	1,6	Pelat 2 arah	Dua menerus	62,5	130
F	2000	4050	2,03	Pelat 1 arah	Dua menerus	83,33	130
G	2000	3200	1,6	Pelat 2 arah	Dua menerus	83,33	130
H	2000	3600	1,8	Pelat 2 arah	Dua menerus	83,33	130

## 2.12 Perancangan Tangga

a. Perencanaan Tangga Resto *Indoor*

1. Perencanaan Tangga

Diketahui:

Lebar Bordes : 1335 mm

Optrede : 150 mm

Antrede : 300 mm

Tinggi Lantai : 3000 mm

Tebal Plat Tangga : 130 mm

Maka didapatkan seperti berikut :

- Jumlah anak tangga (n) =  $\frac{Het}{o} = \frac{3000}{150} = 20$  buah

- Lebar Tangga (Ltg) =  $\left(\frac{1}{2} \times \frac{Het}{o} - 1\right) A$   
 $= \left(\frac{1}{2} \times \frac{3000}{150} - 1\right) 300$   
 $= 2700$  mm

- $\alpha = \arctan\left(\frac{l}{A}\right) = \arctan\left(\frac{150}{300}\right) = 26,57^\circ$

Rencana Beban Tangga

- Berat Sendiri Tangga =  $\frac{0,13}{\cos 26,57^\circ} \times 24 = 3,49$  kN/m<sup>2</sup>

- Berat Anak Tangga =  $\frac{1}{2} \times 0,15 \times 24 = 1,8$  kN/m<sup>2</sup>

- Berat Ubin & Spesi =  $0,05 \times 21 = 1,05$  kN/m<sup>2</sup>

- Berat Railing (diperkirakan) =  $= 1$  kN/m<sup>2</sup>

$\Sigma$ Beban qtg = 7,34 kN/m<sup>2</sup>

- Berat Sendiri Tangga =  $\frac{130}{1000} \times 24 = 3,12$  kN/m<sup>2</sup>

- Berat Ubin & Spesi =  $0,05 \times 21 = 1,05$  kN/m<sup>2</sup>

- Berat Railing (diperkirakan) =  $= 1$  kN/m<sup>2</sup>

$\Sigma$ Beban qbd = 5,17 kN/m<sup>2</sup>

Beban Hidup = 4,79 kN/m<sup>2</sup>

Pembebanan :

MDL = 6,82 kNm

$$\begin{aligned} \text{VDL} &= 11,11 \text{ kN} \\ \text{MLL} &= 4,29 \text{ kNm} \\ \text{VLL} &= 6,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kombinasi :

$$\text{MU}_1 = 1,4 \times 6,82 = 9,55 \text{ kNm}$$

$$\text{MU}_2 = (1,2 \times 6,82) + (1,6 \times 4,29) = 15,05 \text{ kNm}$$

$$\text{VU}_1 = 1,4 \times 11,11 = 15,55 \text{ kN}$$

$$\text{VU}_2 = (1,2 \times 11,11) + (1,6 \times 6,92) = 24,40 \text{ kN}$$

## 2. Rencana Penulangan Tangga

### a) Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

$$\text{Mux} = 15,05 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D13}$$

$$\text{Tulangan Susut} = \text{P8}$$

$$\text{Fy Tulangan Pokok} = 380 \text{ MPa}$$

$$\text{Fy Tulangan Susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$\text{Fc}' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{B} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{htg} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\text{ds} = 103,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 \times f_k}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f_c' b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 35}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 15,05}{1,7 \times 0,9 \times 35 \times 1000 \times 103,5^2}} \right] \\ &= 0,00422\end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 bh = 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d$$

$$= 0,00422 \times 1000 \times 103,5 = 436,90 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{1275,74} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{436,90} = 303,81 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 250

Cek gaya geser

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times \sqrt{35} \times 1000 \times 103,5$$

$$= 104,09 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c$$

$$= 0,75 \times 104,09$$

$$= 78,07 \text{ kN} > 24,40 \text{ kN}$$

Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 260 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{50,27 \times 1000}{260} = 193,33 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan Susut P8 – 150

b) Rencana Penulangan Tangga Lapangan

$$M_{ux} = 15,05 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

Tulangan Pokok = D13

Tulangan Susut = P8

Fy Tulangan Pokok = 380 MPa

Fy Tulangan Susut = 280 MPa

Fc' = 35 MPa

B = 1000 mm

htg = 130 mm

Selimit Beton = 20 mm

$\beta_1$  = 0,85

ds = 103,5 mm

$$\rho = \frac{0,85 \times f_k}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f_c' b d^2}} \right]$$
$$= \frac{0,85 \times 35}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 15,05}{1,7 \times 0,9 \times 35 \times 1000 \times 103,5^2}} \right]$$
$$= 0,00422$$

$$As_{min} = 0,002 bh = 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$As_{perlu} = \rho b d$$

$$= 0,00422 \times 1000 \times 103,5 = 436,90 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{1275,74} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{436,90} = 303,81 \text{ mm}$$

Digunakan D13 – 250

Cek gaya geser

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

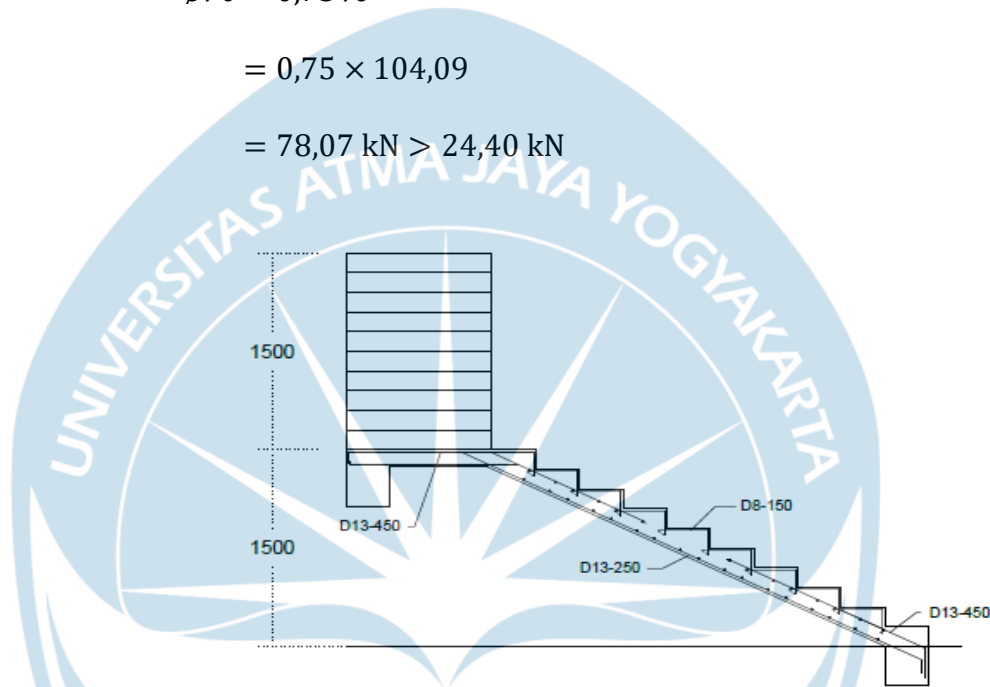
$$= 0,17 \times \sqrt{35} \times 1000 \times 103,5$$

$$= 104,09 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75V_c$$

$$= 0,75 \times 104,09$$

$$= 78,07 \text{ kN} > 24,40 \text{ kN}$$



Gambar 2.11 Detail Penulangan Tangga Resto *Indoor*

## b. Perencanaan Tangga *Cafe*

### 1. Perencanaan Tangga

Diketahui :

Lebar Bordes	: 0 mm
Optrede	: 200 mm
Antrede	: 300 mm
Tinggi Lantai	: 3000 mm
Tebal Plat Tangga	: 130 mm

Maka didapatkan seperti berikut

- Jumlah anak tangga (n) =  $\frac{Het}{o} = \frac{3000}{200} = 15$  buah



- Lebar Tangga (Ltg)  $= \left( \frac{1}{2} \times \frac{Het}{o} - 1 \right) A$   
 $= \left( \frac{1}{2} \times \frac{3000}{200} - 1 \right) 300$   
 $= 1950 \text{ mm}$
- $\alpha = \text{arc tan} \left( \frac{l}{A} \right) = \text{arc} \left( \frac{200}{300} \right) = 33,69^\circ$

#### Rencana Beban Tangga

- Berat Sendiri Tangga  $= \frac{0,13}{\text{Cos } 33,69^\circ} \times 24 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
  - Berat Anak Tangga  $= \frac{1}{2} \times 0,2 \times 24 = 2,4 \text{ kN/m}^2$
  - Berat Ubin & Spesi  $= 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$
  - Berat Railing (diperkirakan)  $= 1 \text{ kN/m}^2$
- $\Sigma \text{Beban } qtg = 8,20 \text{ kN/m}^2$

Beban Hidup  $= 4,79 \text{ kN/m}^2$

Pembebanan :

MDL  $= 19,75 \text{ kNm}$

VDL  $= 16,54 \text{ kN}$

MLL  $= 10,78 \text{ kNm}$

VLL  $= 8,98 \text{ kN}$

Kombinasi :

MU<sub>1</sub>  $= 1,4 \times 19,75 = 27,65 \text{ kNm}$

MU<sub>2</sub>  $= (1,2 \times 19,75) + (1,6 \times 10,78) = 40,95 \text{ kNm}$

VU<sub>1</sub>  $= 1,4 \times 16,54 = 23,16 \text{ kN}$

VU<sub>2</sub>  $= (1,2 \times 16,54) + (1,6 \times 8,98) = 34,216 \text{ kN}$

## 2. Rencana Penulangan Tangga

### a) Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

$$M_{ux} = 40,948 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16}$$

$$\text{Tulangan Susut} = \text{P8}$$

$$f_y \text{ Tulangan Pokok} = 380 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ Tulangan Susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$h_{tg} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$d_s = 102 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f_k}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f_c' b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 40,948}{1,7 \times 0,9 \times 35 \times 1000 \times 102^2}} \right]$$

$$= 0,01251$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 bh = 0,002 \times 1000 \times 130$$

$$= 260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d$$

$$= 0,01251 \times 1000 \times 102 = 1275,74 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{1275,74} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1275,74}$$

$$= 157,60 \text{ mm}$$

Digunakan D16 – 100

Cek gaya geser

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= 0,17 \times \sqrt{35} \times 1000 \times 102 \\ &= 102,58 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 V_c \\ &= 0,75 \times 102,58 \\ &= 76,95 \text{ kN} > 34,22 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tulangan Susut

$$\begin{aligned}A_s \text{ min} &= 260 \text{ mm}^2 \\ s &= \frac{50,27 \times 1000}{260} = 193,33 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan Susut P8 – 150

b) Rencana Penulangan Tangga Lapangan

$$M_{ux} = 40,948 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

Tulangan Pokok	= D16
Tulangan Susut	= P8
Fy Tulangan Pokok	= 380 MPa
Fy Tulangan Susut	= 280 MPa
Fc'	= 35 MPa
B	= 1000 mm
htg	= 130 mm
Selimit Beton	= 20 mm
$\beta_1$	= 0,85

$$d_s = 102 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f_k}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f_c' b d^2}} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 40,948}{1,7 \times 0,9 \times 35 \times 1000 \times 102^2}} \right]$$

$$= 0,01251$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 b h = 0,002 \times 1000 \times 130 = 260 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d$$

$$= 0,01251 \times 1000 \times 102 = 1275,74 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{1275,74} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1275,74} = 157,60 \text{ mm}$$

Digunakan D16 – 150

Cek gaya geser

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

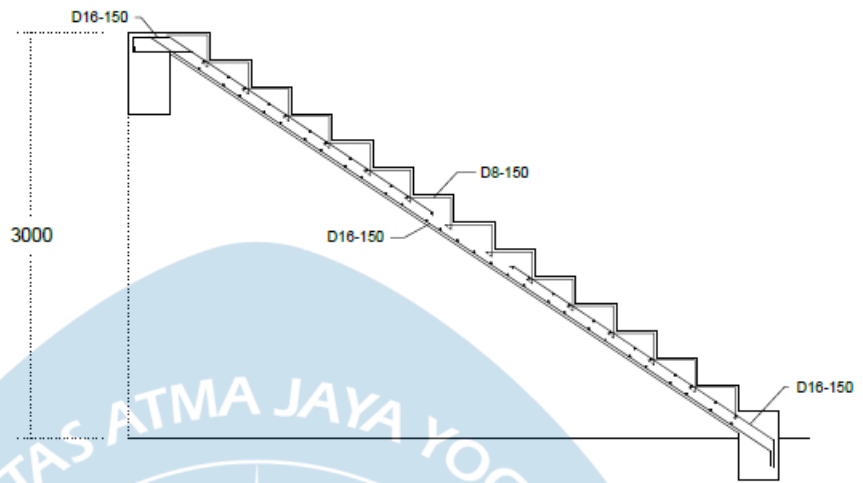
$$= 0,17 \times \sqrt{35} \times 1000 \times 102$$

$$= 102,58 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c$$

$$= 0,75 \times 102,58$$

$$= 76,95 \text{ kN} > 34,22 \text{ kN}$$



Gambar 2.12 Detail Penulangan Tangga *Cafe*