

IV. HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Deskripsi Penelitian

Gedung Balai Latihan Kerja (BLK) Kabupaten Tanjung Jabung Barat terletak di Jl. Jambi-Kuala Tungkal, Pematang Lumut, Kec. Betara, Kab. Tanjung Jabung Barat, Jambi. Gedung Balai Latihan Kerja (BLK) merupakan bangunan gedung 3 lantai dengan luas 2907 m² yang pada awalnya direncanakan untuk menjadi Gedung Rumah Sakit Jantung Kabupaten Tanjung Jabung barat lalu dialihfungsikan menjadi Gedung Balai Latihan Kerja pada tahun 2019.

Bangunan gedung Balai Latihan Kerja (BLK) Tanjung Jabung Barat merupakan gedung hasil alih fungsi dari gedung rumah sakit jantung memiliki data teknis sebagai berikut:

Nama gedung	: Gedung Balai Latihan Kerja Tanjung Jabung Barat
Lokasi gedung	: di Jl. Jambi-Kuala Tungkal, Pematang Lumut, Kec. Betara, Kab. Tanjung Jabung Barat, Jambi.
Koordinat	: -1.13466, 103.39092
Fungsi gedung	: Balai latihan kerja
Jumlah lantai	: 3
Jenis struktur	: Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Data teknis terkait dengan jumlah dan fungsi lantai gedung balai latihan kerja (BLK) dapat dilihat pada **Tabel 4.1** berikut.

Tabel 4.1 Elevasi dan fungsi lantai

Lantai	Tinggi lantai (m)	Elevasi	Fungsi lantai
Lantai 3	3,5	±7,00	Ruang pelatihan
Lantai 2	3,5	±3,50	Ruang pelatihan
Lantai 1	3,5	±0,00	Ruang pelatihan

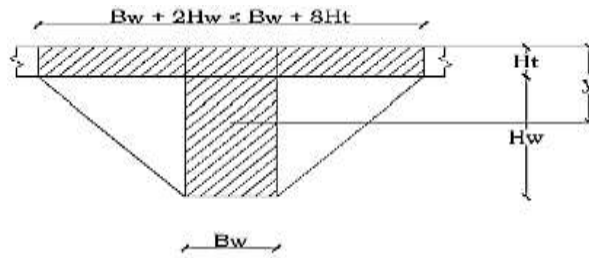
(sumber: data penelitian, 2023)

4.2 Data perhitungan

Data yang digunakan untuk menganalisis kekuatan struktur bangunan dirincikan sebagai berikut:

1. Tebal Pelat Lantai

Tebal pelat lantai yang digunakan pada bangunan gedung Balai Latihan Kerja (BLK) Tanjung Jabung Barat adalah 120 mm. Ketebalan pelat lantai telah diatur pada SNI 2847:2019. Sehingga perlu dilakukan pengecekan ketebalan pelat minimum untuk mendapatkan hasil apakah tebal pelat lantai tersebut telah sesuai dengan SNI 2847:2019 pada Pasal 8.3. Tahapan pemeriksaan ketebalan pelat lantai sebagai berikut:



Gambar 4.1 Penampang Balok-Pelat

(Sumber : SNI 2847:2019)

a. Balok 350 x 700

$$B_w = 350 \text{ mm}, H_w = 580 \text{ mm}, H_t = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} B_e &= B_w + 2H_w \\ &= 350 \text{ mm} + 2(580 \text{ mm}) \\ &= 1510 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_e &= B_w + 8H_t \\ &= 350 \text{ mm} + 8(120 \text{ mm}) \\ &= 1310 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menentukan titik berat penampang (y) dari balok

$$\begin{aligned} \text{Luas bagian sayap} &= B_e \times H_t \\ &= 1510 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \\ &= 181200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bagian badan} &= B_w \times H_w \\ &= 350 \text{ mm} \times 580 \text{ mm} \\ &= 203000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas total} &= 181200 \text{ mm}^2 + 203000 \text{ mm}^2 \\ &= 384200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$y = \frac{(181200 \times 60) + (203000 \times 360)}{384200} = 388,3 \text{ mm}$$

momen inersia balok T:

$$\begin{aligned} I_b &= \left[\left(\frac{1}{12} \times 1510 \times 120^3 \right) + (181200 \times (388,3 - 60)^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \times 350 \times 580^3 \right) + (203000 \times (360 - 388,3)^2) \right] \\ &= 19.694.304.438 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia pelat arah pendek

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{1}{12} \times L_y \times H_t^3 \\ &= \frac{1}{12} \times (6000 - 350) \times 120^3 \\ &= 799.200.000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$a_{fs} = \frac{E_b \times I_b}{E_s \times I_s} = \frac{E_b \times 19.694.304.438}{E_s \times 799.200.000} = 24,6$$

Momen inersia pelat arah panjang

$$I_s = \frac{1}{12} \times L_y \times H_t^3$$

$$= 1/12 \times (6000 - 350) \times 120^3$$

$$= 799.200.000 \text{ mm}^4$$

$$a_{fl} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 19.694.304.438}{Es \times 799.200.000} = 24,6$$

Maka

$$a_{fm} = \frac{a_{fs} + a_{fl}}{2} = \frac{24,6 + 24,6}{2} = 24,6$$

Karena $a_{fm} = > 2$, maka tebal pelat minimum h:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

$$I_x \text{ sisi pendek} = 6 \text{ m}$$

$$I_y \text{ sisi panjang} = 6 \text{ m}$$

$$I_{nx} = I_x - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 5,75 \text{ m}$$

$$I_{ny} = I_y - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 5,75 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{I_{nx}}{I_{ny}}$$

$$= 1$$

$$h = \frac{6 \left(0,8 + \frac{405}{1400} \right)}{36 + (9 \times 1)}$$

$$= 0,14 \text{ m} \approx 140 \text{ mm}$$

b. Balok 350 x 650

$$B_w = 350 \text{ mm}, H_w = 530 \text{ mm}, H_t = 120 \text{ mm}$$

$$B_e = B_w + 2H_w$$

$$= 350 \text{ mm} + 2(530 \text{ mm})$$

$$= 1410 \text{ mm}$$

$$B_e = B_w + 8H_t$$

$$= 350 \text{ mm} + 8(120 \text{ mm})$$

$$= 1310 \text{ mm}$$

Menentukan titik berat penampang (y) dari balok

$$\text{Luas bagian sayap} = B_e \times H_t$$

$$= 1410 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$$

$$= 169200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bagian badan} = B_w \times H_w$$

$$= 350 \text{ mm} \times 530 \text{ mm}$$

$$= 185500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total} = 169200 \text{ mm}^2 + 185500 \text{ mm}^2$$

$$= 354700 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{(169200 \times 60) + (185500 \times 360)}{354700} = 216,9 \text{ mm}$$

momen inersia balok T:

$$I_b = \left[\left(\frac{1}{12} \times 1410 \times 120^3 \right) + (169200 \times (216,9 - 60)^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \times 350 \times 530^3 \right) + (185500 \times (360 - 216,9)^2) \right]$$

$$= 12.509.182.100 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pelat arah pendek

$$I_s = 1/12 \times L_y \times H t^3$$

$$= 1/12 \times (6000 - 350) \times 120^3$$

$$= 813.600.000 \text{ mm}^4$$

$$a_{fs} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 12509182100}{Es \times 813600000} = 15,4$$

Momen inersia pelat arah panjang

$$I_s = 1/12 \times L_y \times H t^3$$

$$= 1/12 \times (6000 - 350) \times 120^3$$

$$= 813.600.000 \text{ mm}^4$$

$$a_{fl} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 12509182100}{Es \times 813600000} = 15,4$$

Maka

$$a_{fm} = \frac{a_{fs} + a_{fl}}{2} = \frac{15,4 + 15,4}{2} = 15,4$$

Berdasarkan **Tabel 2.12** karena $a_{fm} = > 2$, maka tebal pelat minimum h:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

$$I_x \text{ sisi pendek} = 6 \text{ m}$$

$$I_y \text{ sisi panjang} = 6 \text{ m}$$

$$I_{nx} = I_x - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 5,75 \text{ m}$$

$$I_{ny} = I_y - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 5,75 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{I_{nx}}{I_{ny}}$$

$$= 1$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$h = \frac{6 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + (9 \times 1)}$$

$$= 0,144 \text{ m} \approx 144 \text{ mm}$$

c. Balok 300 x 600

$$B_w = 300 \text{ mm}, H_w = 480 \text{ mm}, H_t = 120 \text{ mm}$$

$$B_e = B_w + 2H_w$$

$$= 300 \text{ mm} + 2(480 \text{ mm})$$

$$= 1260 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
Be &= Bw + 8Ht \\
&= 300 \text{ mm} + 8(120 \text{ mm}) \\
&= 1260 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Menentukan titik berat penampang (y) dari balok

$$\begin{aligned}
\text{Luas bagian sayap} &= Be \times Ht \\
&= 1260 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \\
&= 151200 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas bagian badan} &= Bw \times Hw \\
&= 300 \text{ mm} \times 480 \text{ mm} \\
&= 144000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas total} &= 151200 \text{ mm}^2 + 144000 \text{ mm}^2 \\
&= 295200 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$y = \frac{(151200 \times 60) + (144000 \times 360)}{395200} = 206,3 \text{ mm}$$

momen inersia balok T:

$$\begin{aligned}
I_b &= \left[\left(\frac{1}{12} \times 12600 \times 120^3 \right) + (151200 \times (206,3 - 60)^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \times 300 \times 480^3 \right) + (144000 \times (360 - 206,3)^2) \right] \\
&= 5.390.831.064 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

Momen inersia pelat arah pendek

$$\begin{aligned}
I_s &= 1/12 \times L_y \times Ht^3 \\
&= 1/12 \times (6000 - 300) \times 120^3 \\
&= 820.800.000 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$a_{fs} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 5390831064}{Es \times 820.800.000} = 6,57$$

Momen inersia pelat arah panjang

$$\begin{aligned}
I_s &= 1/12 \times L_y \times Ht^3 \\
&= 1/12 \times (6000 - 300) \times 120^3 \\
&= 820.800.000 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$a_{fl} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 5390831064}{Es \times 820800000} = 6,57$$

Maka

$$a_{fm} = \frac{a_{fs} + a_{fl}}{2} = \frac{6,57 + 6,57}{2} = 6,57$$

Berdasarkan **Tabel 2.12** karena $a_{fm} = > 2$, maka tebal pelat minimum h:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

$$I_x \text{ sisi pendek} = 6 \text{ m}$$

$$I_y \text{ sisi panjang} = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
I_{nx} &= I_x - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2} \\
&= 5,75 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{ny} &= I_y - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2} \\
&= 5,75 \text{ m} \\
\beta &= \frac{I_{nx}}{I_{ny}} \\
&= 1 \\
h &= \frac{6\left(0,8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + (9 \times 1)} \\
&= 0,144 \text{ m} \approx 144 \text{ mm}
\end{aligned}$$

d. Balok 300 x 450

$$B_w = 300 \text{ mm}, H_w = 330 \text{ mm}, H_t = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
B_e &= B_w + 2H_w \\
&= 300 \text{ mm} + 2(330 \text{ mm}) \\
&= 960 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B_e &= B_w + 8H_t \\
&= 300 \text{ mm} + 8(120 \text{ mm}) \\
&= 1260 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Menentukan titik berat penampang (y) dari balok

$$\begin{aligned}
\text{Luas bagian sayap} &= B_e \times H_t \\
&= 1260 \text{ mm} \times 120 \text{ mm} \\
&= 151200 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas bagian badan} &= B_w \times H_w \\
&= 300 \text{ mm} \times 330 \text{ mm} \\
&= 99000 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas total} &= 151200 \text{ mm}^2 + 99000 \text{ mm}^2 \\
&= 250200 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$y = \frac{(151200 \times 60) + (99000 \times 360)}{250200} = 178,7 \text{ mm}$$

momen inersia balok T:

$$\begin{aligned}
I_b &= \left[\left(\frac{1}{12} \times 1260 \times 120^3 \right) + (151200 \times (178,7 - 60)^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \times 300 \times 330^3 \right) + \right. \\
&\quad \left. (99000 \times (360 - 178,7)^2) \right] \\
&= 5.565.908.688 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

Momen inersia pelat arah pendek

$$\begin{aligned}
I_s &= 1/12 \times L_y \times H_t^3 \\
&= 1/12 \times (6000 - 300) \times 120^3 \\
&= 820.800.000 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$a_{fs} = \frac{E_b \times I_b}{E_s \times I_s} = \frac{E_b \times 5565908688}{E_s \times 439200000} = 6,78$$

Momen inersia pelat arah panjang

$$I_s = 1/12 \times L_y \times H_t^3$$

$$= 1/12 \times (6000 - 300) \times 120^3$$

$$= 820.800.000 \text{ mm}^4$$

$$a_{fl} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 5565908688}{Es \times 820800000} = 6,78$$

Maka

$$a_{fm} = \frac{a_{fs} + a_{fl}}{2} = \frac{6,78 + 6,78}{2} = 6,78$$

Berdasarkan **Tabel 2.12** karena $a_{fm} = > 2$, maka tebal pelat minimum h:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

$$l_x \text{ sisi pendek} = 6 \text{ m}$$

$$l_y \text{ sisi panjang} = 6 \text{ m}$$

$$I_{nx} = I_x - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 5,75 \text{ m}$$

$$I_{ny} = I_y - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 5,75 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{I_{nx}}{I_{ny}}$$

$$= 1$$

$$h = \frac{6 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + (9 \times 1)}$$

$$= 0,144 \text{ m} \approx 144 \text{ mm}$$

e. Balok 250 x 400

$$B_w = 250 \text{ mm}, H_w = 280 \text{ mm}, H_t = 120 \text{ mm}$$

$$B_e = B_w + 2H_w$$

$$= 250 \text{ mm} + 2(280 \text{ mm})$$

$$= 810 \text{ mm}$$

$$B_e = B_w + 8H_t$$

$$= 250 \text{ mm} + 8(120 \text{ mm})$$

$$= 1210 \text{ mm}$$

Menentukan titik berat penampang (y) dari balok

$$\text{Luas bagian sayap} = B_e \times H_t$$

$$= 1210 \text{ mm} \times 120 \text{ mm}$$

$$= 145200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bagian badan} = B_w \times H_w$$

$$= 250 \text{ mm} \times 280 \text{ mm}$$

$$= 70000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total} = 145200 \text{ mm}^2 + 70000 \text{ mm}^2$$

$$= 215200 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{(145200 \times 60) + (70000 \times 360)}{215200} = 157,6 \text{ mm}$$

momen inersia balok T:

$$I_b = \left[\left(\frac{1}{12} \times 1210 \times 120^3 \right) + (145200 \times (157,6 - 60)^2) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \times 250 \times 280 \right) + (70000 \times (360 - 157,6)^2) \right]$$

$$= 1.844.146.505 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pelat arah pendek

$$I_s = 1/12 \times L_y \times H t^3$$

$$= 1/12 \times (6000 - 250) \times 120^3$$

$$= 828.000.000 \text{ mm}^4$$

$$a_{fs} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 1844146505}{Es \times 828000000} = 2,23$$

Momen inersia pelat arah panjang

$$I_s = 1/12 \times L_y \times H t^3$$

$$= 1/12 \times (6000 - 250) \times 120^3$$

$$= 828.000.000 \text{ mm}^4$$

$$a_{fl} = \frac{Eb \times I_b}{Es \times I_s} = \frac{Eb \times 1844146505}{Es \times 828000000} = 2,23$$

Maka

$$a_{fm} = \frac{a_{fs} + a_{fl}}{2} = \frac{2,23 + 2,23}{2} = 12,23$$

Berdasarkan **Tabel 2.12** karena $a_{fm} = > 2$, maka tebal pelat minimum h:

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

$$I_x \text{ sisi pendek} = 2 \text{ m}$$

$$I_y \text{ sisi panjang} = 6 \text{ m}$$

$$I_{nx} = I_x - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 1,75 \text{ m}$$

$$I_{ny} = I_y - \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2}$$

$$= 5,75 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{I_{nx}}{I_{ny}}$$

$$= 0,3$$

$$h = \frac{6 \left(0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + (9 \times 0,3)}$$

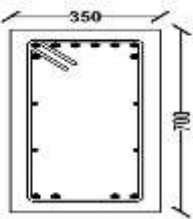
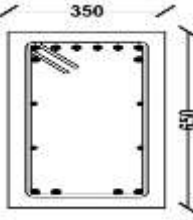
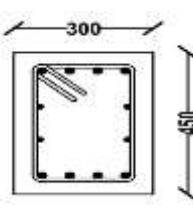
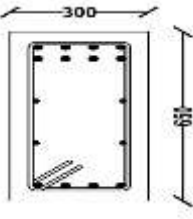
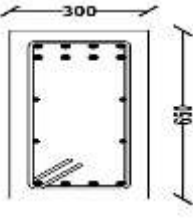
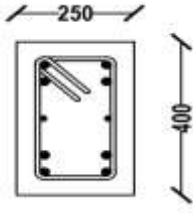
$$= 0,16 \text{ m} \approx 160 \text{ mm}$$

Jadi pelat dengan ketebalan 120 mm memenuhi syarat minimum tebal berdasarkan SNI 2847:2019.

2. Penampang balok

Dimensi penampang balok yang digunakan pada gedung balai latihan kerja tanjung jabung barat dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.2. Dimensi Penampang Balok

Nama balok	Posisi tulangan	Dimensi tulangan		Gambar penampang
B1 (350 x 700)	Atas	8D19	tumpuan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	4D19		
	Senggang	ø10-100		
	Atas	4D19	Lanpagan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	8D19		
	Senggang	ø10-150		
B2 (350 x 650)	Atas	8D19	tumpuan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	4D19		
	Senggang	ø10-100		
	Atas	4D19	Lapangan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	8D19		
	senggang	ø10-150		
B3 (300 x 450)	Atas	4D19	tumpuan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	4D19		
	Senggang	ø10-100		
	Atas	2D19	Lapangan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	4D19		
	senggang	ø10-150		
B1A (300 x 650)	Atas	8D19	tumpuan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	4D19		
	Senggang	ø10-100		
	Atas	4D19	Lapangan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	8D19		
	senggang	ø10-150		
B2A (300 x 600)	Atas	8D19	tumpuan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	4D19		
	Senggang	ø10-100		
	Atas	4D19	Lapangan	
	Tengah	4D13		
	Bawah	8D19		
	senggang	ø10-150		
B3A (250 x 400)	Atas	4D19	tumpuan	
	Tengah	2D13		
	Bawah	4D19		
	Senggang	ø10-70		
	Atas	4D19	Lapangan	
	Tengah	2D13		
	Bawah	4D19		
	senggang	ø10-150		

Dimensi penampang balok perlu dilakukan pengecekan batasan dimensi balok sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2 yaitu sebagai berikut:

- a. Balok 350 x 700
- 1) Bentang bersih minimal $l_n > 4$ kali tinggi efektif balok
Balok 350x700
 $l_n = 6000 - 500 = 5500 > 4 \times 650 = 2600 \text{ mm (OK)}$
 - 2) Lebar penampang (b_w) minimal nilai terkecil dari 0,3h atau 250 mm
Balok 350x700
 $0,3h = 0,3 \times 700 = 210 \text{ mm atau } 350 \text{ mm}$
 $b_w = 350 \text{ mm} > 150 \text{ mm (OK)}$
 - 3) Proyeksi lebar balok yang melebihi lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.
Lebar balok < lebar kolom (OK).
- b. Balok 350 x 650
- 1) Bentang bersih minimal $l_n > 4$ kali tinggi efektif balok
Balok 350x650
 $l_n = 6000 - 500 = 5500 > 4 \times 600 = 2400 \text{ mm (OK)}$
 - 2) Lebar penampang (b_w) minimal nilai terkecil dari 0,3h atau 250 mm
Balok 350x650
 $0,3h = 0,3 \times 650 = 190 \text{ mm atau } 350 \text{ mm}$
 $b_w = 350 \text{ mm} > 150 \text{ mm (OK)}$
 - 3) Proyeksi lebar balok yang melebihi lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.
Lebar balok < lebar kolom (OK).
- c. Balok 300 x 650
- 1) Bentang bersih minimal $l_n > 4$ kali tinggi efektif balok
Balok 300x650
 $l_n = 6000 - 500 = 5500 > 4 \times 600 = 2400 \text{ mm (OK)}$
 - 2) Lebar penampang (b_w) minimal nilai terkecil dari 0,3h atau 250 mm
Balok 300x650
 $0,3h = 0,3 \times 650 = 190 \text{ mm atau } 300 \text{ mm}$
 $b_w = 250 \text{ mm} > 150 \text{ mm (OK)}$
 - 3) Proyeksi lebar balok yang melebihi lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.
Lebar balok < lebar kolom (OK).
- d. Balok 250 x 400
- 1) Bentang bersih minimal $l_n > 4$ kali tinggi efektif balok
Balok 250x400
 $l_n = 6000 - 450 = 5500 > 4 \times 350 = 1400 \text{ mm (OK)}$
 - 2) Lebar penampang (b_w) minimal nilai terkecil dari 0,3h atau 250 mm

Balok 250×400

$$0,3h = 0,3 \times 400 = 120 \text{ mm atau } 250 \text{ mm}$$

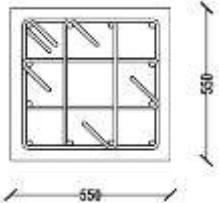
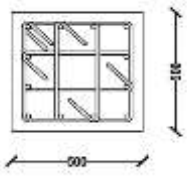
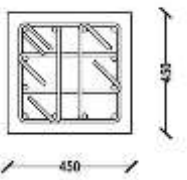
$$b_w = 250 \text{ mm} > 150 \text{ mm (OK)}$$

- 3) Proyeksi lebar balok yang melebihi lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.
Lebar balok < lebar kolom (OK).

3. Penampang kolom

Dimensi penampang kolom yang digunakan pada gedung balai latihan kerja (BLK) Tanjung Jabung Barat dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.3 Dimensi Penampang Kolom

Nama kolom	tulangan	Dimensi tulangan	Gambar penampang
K1 (550 × 550)	Tulangan pokok	8D19	
	Sengkang tumpuan	4D13-100	
	Sengkang lapangan	2D13-100	
K2 (500 × 500)	Tulangan pokok	8D19	
	Sengkang tumpuan	4D13-100	
	Sengkang lapangan	2D13-100	
K3 (450 × 450)	Tulangan pokok	8D19	
	Sengkang tumpuan	4D13-100	
	Sengkang lapangan	2D13-100	

Dimensi penampang kolom perlu dilakukan pengecekan batasan dimensi balok sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2 yaitu sebagai berikut:

- Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri > 300 mm
 Kolom K1 (550 mm) > 300 mm (OK)
 Kolom K2 (500 mm) > 300 mm (OK)
 Kolom K3 (450 mm) > 300 mm (OK)
- Rasio ukuran kolom harus > 0,4
 K1 $550/550 = 1 > 0,4$ (OK)
 K2 $500/500 = 1 > 0,4$ (OK)
 K3 $450/450 = 1 > 0,4$ (OK)

4. Mutu beton

Pada penelitian ini, mutu beton yang akan digunakan yaitu 25 MPa, nilai tersebut didapatkan dari hasil survey lapangan dengan *hammer test*.

5. Mutu baja tulangan

Mutu baja tulangan yang akan digunakan yaitu BjTS 420. Dengan kuat luluh/leleh (Y_s) min. 420 MPa dan maks. 545 MPa sedangkan kuat tarik min 525 MPa.

6. Tebal selimut beton

Tebal selimut beton yang digunakan sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 20.6.1.3 yang menjelaskan tentang persyaratan selimut beton, yaitu dengan menggunakan tebal selimut beton pada komponen struktur ditinjau sebesar 20 mm untuk pelat lantai dan 40 mm untuk balok dan kolom.

7. Modulus elastisitas

Modulus elastisitas beton yang digunakan yaitu sesuai dengan $4700\sqrt{25}$ MPa atau sebesar 23500 MPa, sedangkan untuk modulus elastisitas baja yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847:2019 yaitu sebesar 200000 MPa.

4.3 Pembebanan

Struktur gedung memiliki beberapa beban yang bekerja. Perhitungan pembebanan pada struktur bangunan dapat dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

4.3.1 Beban mati

Beban mati yang dihitung adalah beban mati yang merupakan berat sendiri bangunan tersebut dan beban mati tambahan non struktur. Beban mati dihitung sebagai berikut:

1. Berat sendiri bahan struktur bangunan (*Dead load/DL*)

Berat sendiri bahan bangunan sesuai dengan dimensi material, dengan karakteristik material yang digunakan yaitu sebagai berikut:

Berat jenis material beton = 24,00 kN/m³

Berat jenis material baja = 78,50 kN/m³

2. Beban mati tambahan (*Super Impose Dead Load/SIDL*)

Beban mati tambahan pada suatu gedung akan berbeda pada setiap lantai. Perhitungan yang digunakan sebagai berikut:

a. Beban luasan pada pelat lantai diatas lantai dasar

Keramik (tebal 1 cm) = 1(0,24 kN/m²)

Spesi (tebal 2 cm) = 2(0,21 kN/m²)

Plafon + penggantung = 0,18 kN/m²

Jadi, beban mati (SIDL₂) = 0,84 kN/m²

b. Beban partisi pada balok

- | | |
|---------------------|---|
| 1) Partisi dak atap | = berat pasangan bata merah
Setengah batu x tinggi
$= 2,50 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m}$
$= 2,50 \text{ kN/m}$ |
| 2) Partisi lantai 3 | = berat pasangan bata merah
Setengah batu x tinggi lt 2
$= 2,50 \text{ kN/m}^2 \times 3,5 \text{ m}$
$= 8,75 \text{ kN/m}$ |
| 3) Partisi lantai 2 | = berat pasangan bata merah
Setengah batu x tinggi lt 2
$= 2,50 \text{ kN/m}^2 \times 3,5 \text{ m}$
$= 8,75 \text{ kN/m}$ |
| 4) Partisi lantai 1 | = berat pasangan bata merah
Setengah batu x tinggi lt 1
$= 2,50 \text{ kN/m}^2 \times 3,5 \text{ m}$
$= 8,75 \text{ kN/m}$ |

4.3.2 Beban hidup

Berdasarkan beban minimum yang terdapat pada **Tabel 2.4**, beban hidup yang ditinjau sesuai dengan fungsi ruangan yaitu sebagai berikut:

- | | |
|--------------------------|-------------------------|
| 1. Atap datar/ Berkumpul | : $0,96 \text{ kN/m}^2$ |
| 2. Ruang pertemuan | : $4,79 \text{ kN/m}^2$ |
| 3. Koridor | : $4,79 \text{ kN/m}^2$ |
| 4. Toilet | : $2,87 \text{ kN/m}^2$ |
| 5. Kantor | : $2,40 \text{ kN/m}^2$ |

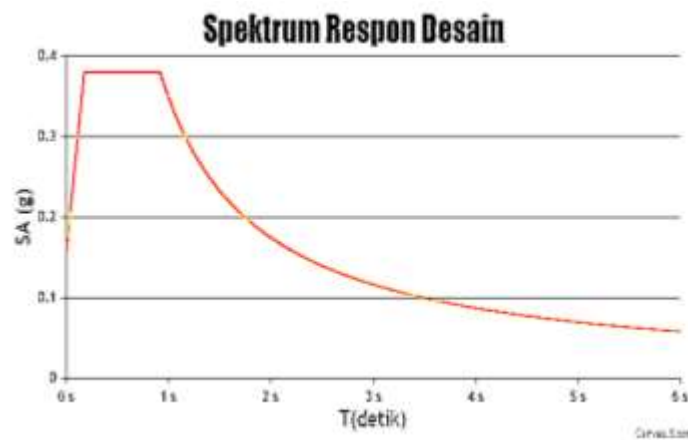
4.3.3 Beban gempa

Penentuan beban gempa yang berpedoman pada SNI 1726:2019, dengan tahapan perhitungan besaran gempa menggunakan parameter sebagai berikut:

1. Kategori risiko
Kategori risiko yang digunakan dengan fungsi gedung sebagai gedung balai latihan kerja masuk kedalam kategori risiko III.
2. Faktor keutamaan
Dalam penentuan faktor keutamaan gempa berpedoman pada SNI 1726:2019 yaitu sebesar 1,25.
3. Klasifikasi situs
Klasifikasi situs yang digunakan yaitu klasifikasi situs SD (tanah sedang), setelah itu dapat ditentukan parameter respons spectral melalui *website*

Desain Spektra Indonesia 2021. Kemudian *input* data yang digunakan yaitu titik koordinat lokasi gedung Balai Latihan Kerja Tanjung Jabung Barat, kemudian akan didapatkan hasil *output* yang disajikan sebagai berikut:

PGA = 0,1885 g
 Ss = 0,3262 g
 S1 = 0,22349 g
 TL = 20 detik
 T0 = 0,16 detik
 Ts = 0,8309 detik
 Sds = 0,28 g
 Sd1 = 0,23 g



Gambar 4.2 Spektrum Respon Desain Gedung Balai Latihan Kerja (BLK)

(Sumber : Respon spektra Indonesia 2021, 2024)

4. Kategori desain seismik

Setelah nilai parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek (Sds) dan nilai parameter respons spektral percepatan desai pada periode 1 detik (Sd1) didapatkan, maka ditentukan kategori risiko bangunan didapatkan kategori risiko C.

5. Sistem struktur

Dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), maka parameter desain yang digunakan berdasarkan yang dimuat dalam tabel 12 SNI 1726:2019 Pasal 7.2.2. mengenai nilai faktor R, Ω_0 , dan C_d untuk sistem pemikul gaya seismik, yaitu:

Koefisien modifikasi respons, R : 8,0
 Faktor kuat lebih sistem, Ω_0 : 3,0
 Faktor pembesaran defleksi, C_d : 5,5

6. Prosedur analisis

Prosedur analisis yang diizinkan disesuaikan dengan karakteristik struktur,

sehingga untuk gedung Balai Latihan Kerja Tanjung Jabung Barat menggunakan prosedur analisis spektrum respons ragam.

4.4 Pemodelan Struktur

Struktur gedung Rumah Sakit Jantung Tanjung Jabung Barat yang dialihfungsikan menjadi gedung Balai Latihan Kerja Tanjung Jabung Barat akan dimodelkan setiap elemen strukturnya yang berupa struktur kolom, balok, dan pelat lantai kedalam model 3 dimensi dengan bantuan *software* ETABS.

4.4.1 Material

Langkah yang perlu dilakukan adalah memasukkan *material property data* yang mencakup nilai dari mutu beton maupun baja yang akan dianalisis, yang dapat dilihat pada **Gambar 4.3** sampai dengan **Gambar 4.6**.

Material Property Data

General Data

Material Name: Beton 25 MPa

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection]

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 23.536 kN/m³

Mass per Unit Volume: 2400.004 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 23500 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 9791.67 MPa

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...]

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...] [Material Damping Properties...]

[Time Dependent Properties...]

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) ☐ User Specified

[OK] [Cancel]

Gambar 4.3 Material Property Data Beton

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Beton 25 MPa

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: Fc 4000 psi

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'_c : 25 MPa

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

Gambar 4.4 Mutu Beton

Material Property Data

General Data

Material Name: B/TyS 420 B

Material Type: Beton

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 78.9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7848.5d7 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E : 200000 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, α : 0.000005 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK Cancel

Gambar 4.5 *Material Property Data Baja*

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: B/TyS 420 B

Material Type: Beton, Uniaxial

Grade: B/TyS 420

Design Properties for Beton Materials

Minimum Yield Strength, F_y : 420 MPa

Minimum Tensile Strength, F_u : 535 MPa

Expected Yield Strength, F_{ye} : 420 MPa

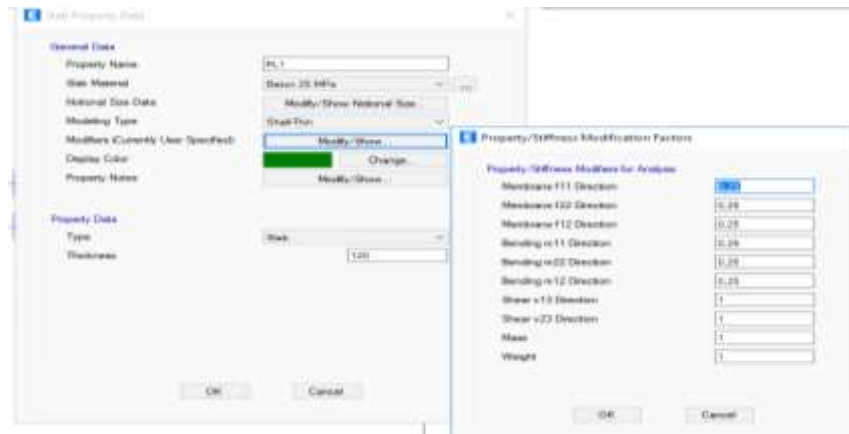
Expected Tensile Strength, F_{ue} : 535 MPa

OK Cancel

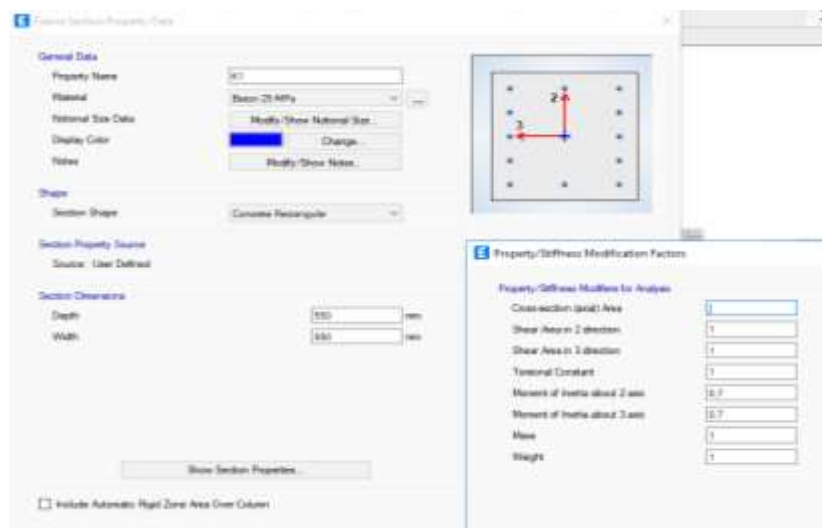
Gambar 4.6 Mutu Baja

4.4.2 Dimensi

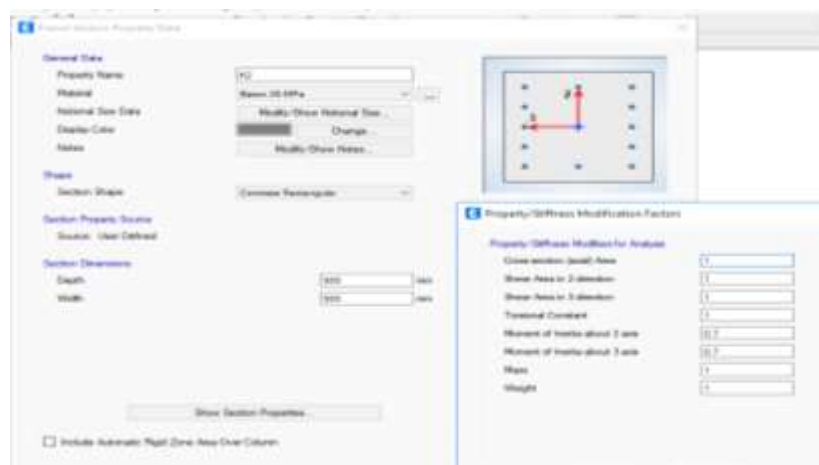
Selanjutnya *input* dimensi elemen struktur atas mulai dari pelat lantai, kolom dan balok sesuai dengan ukuran *existing*, dapat dilihat pada **Gambar 4.7** sampai dengan **Gambar 4.16**.



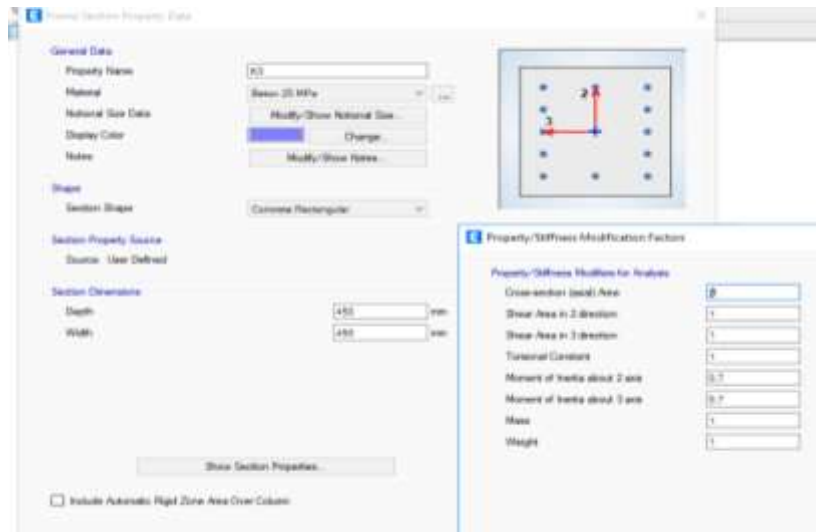
Gambar 4.7 Properti Pelat Lantai 120 mm



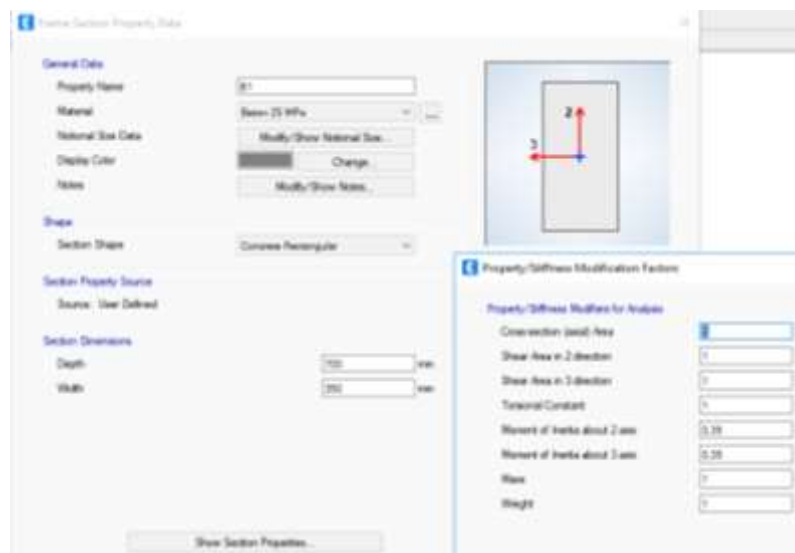
Gambar 4.8 Properti Kolom K1



Gambar 4.9 Properti Kolom K2



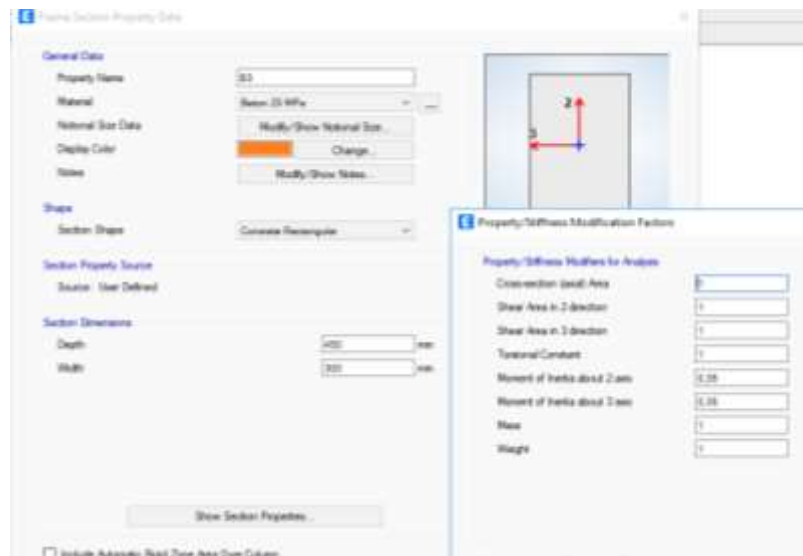
Gambar 4.10 Properti Kolom K2



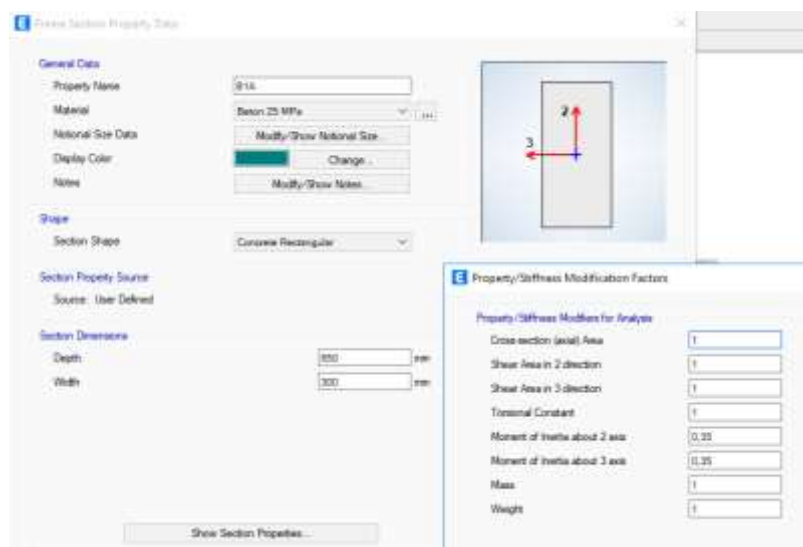
Gambar 4.11 Properti Balok B1



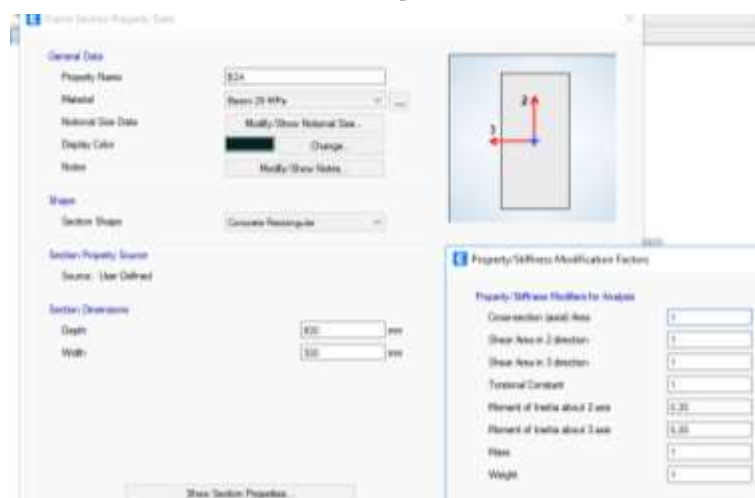
Gambar 4.12 Properti Balok B2



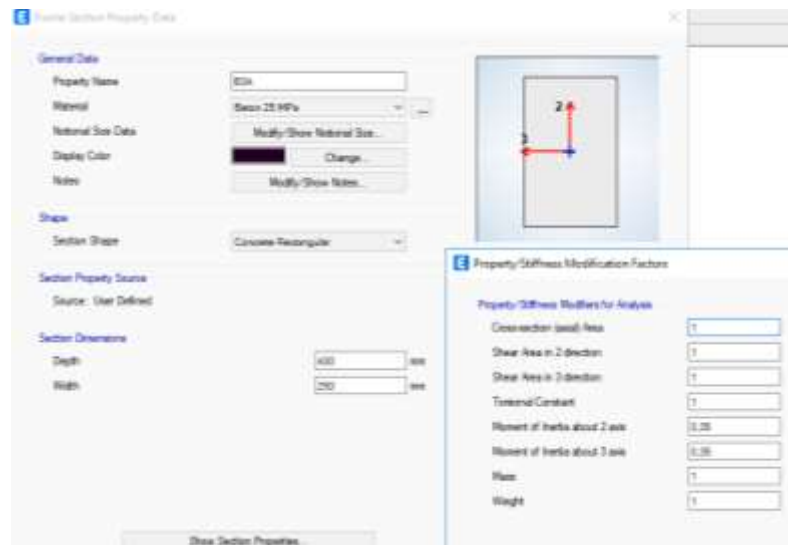
Gambar 4.13 Properti Balok B3



Gambar 4.14 Properti Balok B1A



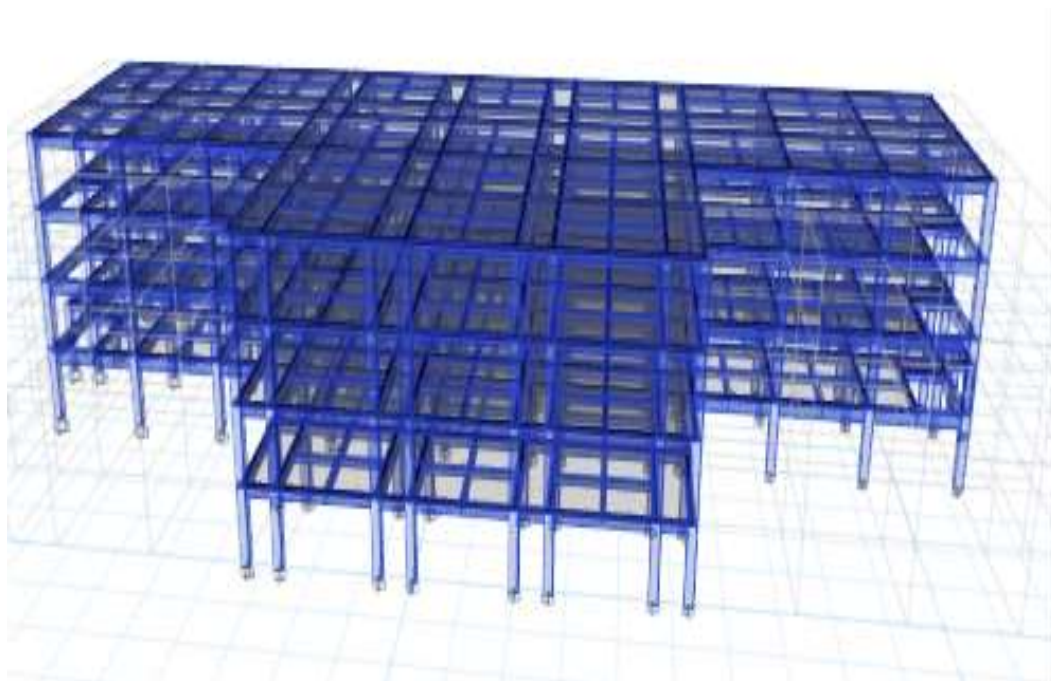
Gambar 4.15 Properti Balok B2A



Gambar 4.16 Properti Balok B3A

4.4.3 Model 3 dimensi

Selanjutnya tinggal memodelkan setiap elemen struktur menjadi satu kesatuan dan dibentuk sesuai dengan **Gambar 4.17**.



Gambar 4.17 Model Struktur 3D

4.4.4 Beban

1. Beban mati dan beban hidup

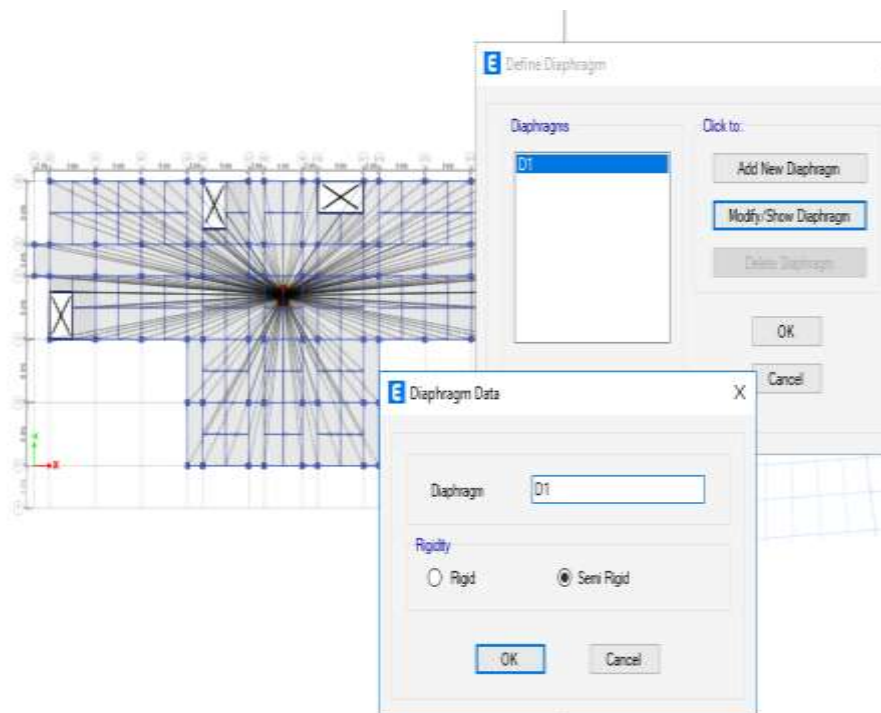
Beban mati yang akan dimasukkan kedalam model yaitu beban mati tambahan dan beban partisi sesuai dengan perhitungan yang telah dilakukan.



Gambar 4.18 Input Beban

2. Beban gempa
 - a. Diafragma

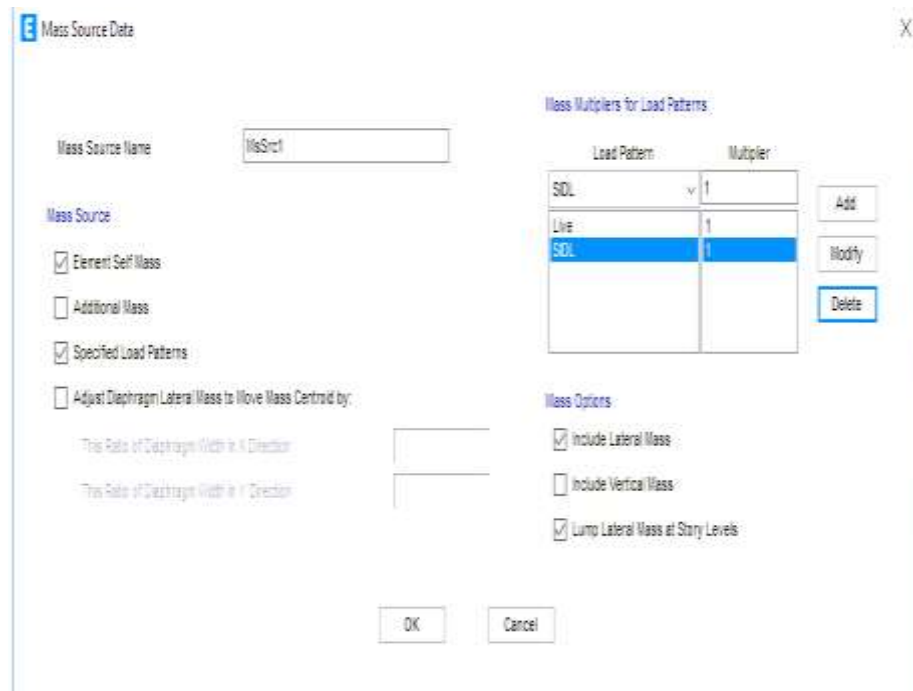
Diafragma yang kaan digunakan yaitu semi rigid pada setiap lantai bangunan, dapat dilihat pada **Gambar 4.19**.



Gambar 4.19 Permodelan Diafragma

- b. Berat seismik

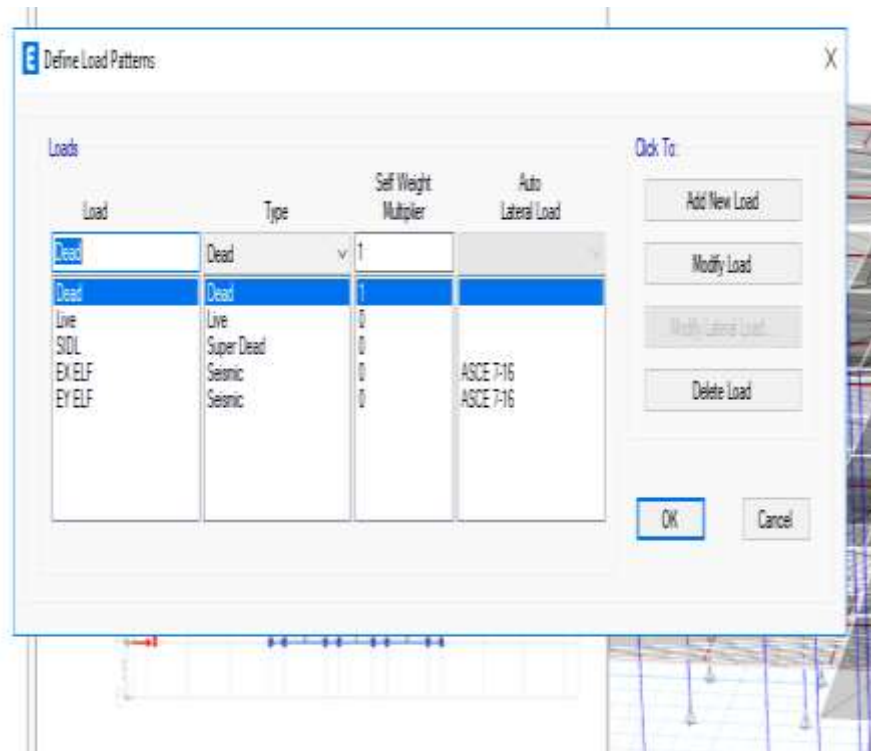
Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2, data yang diperlukan dalam permodelan struktur dapat dilihat pada **Gambar 4.20**.



Gambar 4.20 Mass Source Data

c. Beban gempa statis

Data yang diperlukan dalam permodelan yaitu beban gempa statis, dapat dilihat pada **Gambar 4.21** yaitu beban gempa Ex dan Ey.



Gambar 4.21 Penamaan Beban Gempa Statis

Arah sumbu-X

The screenshot shows the 'ASCE 7-16 Seismic Loading' dialog box with the 'X Dir' option selected under 'Direction and Eccentricity'. The 'Time Period' is set to 'Program Calculated' with $Q(F)_x = 0.015, 0.9$. The 'Story Range' is set from 'Story4' to 'Base'. The 'Seismic Coefficients' section shows $S_a = 0.3262$ and $S_1 = 0.2349$. The 'Factors' section shows $R = 8$, $\Omega = 3$, $C_d = 5.5$, and $I = 1.5$.

Gambar 4.22 Input Beban Gempa Statis Arah Sumbu-X

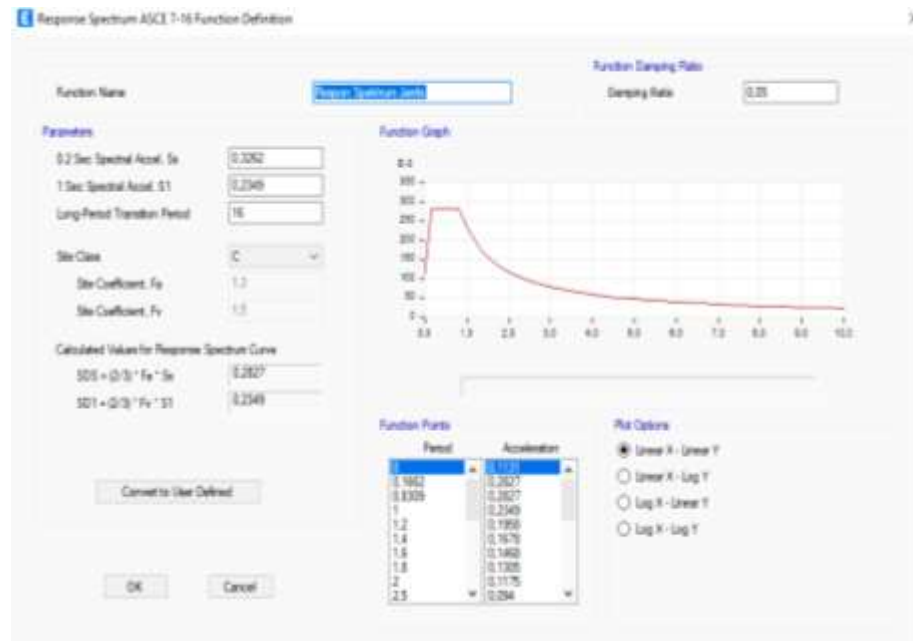
Arah sumbu-Y

The screenshot shows the 'ASCE 7-16 Seismic Loading' dialog box with the 'Y Dir' option selected under 'Direction and Eccentricity'. The 'Time Period' is set to 'Program Calculated' with $Q(F)_y = 0.028, 0.8$. The 'Story Range' is set from 'Story4' to 'Base'. The 'Seismic Coefficients' section shows $S_a = 0.3262$ and $S_1 = 0.2349$. The 'Factors' section shows $R = 8$, $\Omega = 3$, $C_d = 5.5$, and $I = 1.5$.

Gambar 4.23 Input Beban Gempa Statis Arah Sumbu-Y

d. Desain respons spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 6.4 dijelaskan bahwa grafik respons spektrum dapat dibuat menggunakan data-data koefisien situs dan parameter respons spektral yang dijelaskan pada subbab 4.2.3, sehingga grafik yang didapatkan dapat dilihat pada **Gambar 4.24**.



Gambar 4.24 Input Grafik Respons Spektrum

e. Beban gempa dinamis

Berdasarkan SNI 1726:2019 pada Pasal 7.9.1.2 terdapat penjelasan terkait parameter respons ragam, bahwa faktor skala yang akan digunakan yaitu nilai gravitasi dibagi dengan faktor R/I_e .

$$\text{Faktor skala} = \frac{g}{R/I_e} = \frac{9,8 \text{ m/s}^2}{8/1,5} = 1,84$$

Dengan perhitungan diatas maka nilai yang akan digunakan kedalam kolom *scale factor* pada proses *input* beban gempa dinamis yaitu 1,84, dapat dilihat pada **Gambar 4.25** dan **Gambar 4.26**.

Arah sumbu-X

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EX	1,84

Gambar 4.25 Input Beban Gempa Statis Arah Sumbu-X

Arah sumbu-Y

General

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Linear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings None Modify/Show...

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EY	1,84

Add Delete

OK Cancel

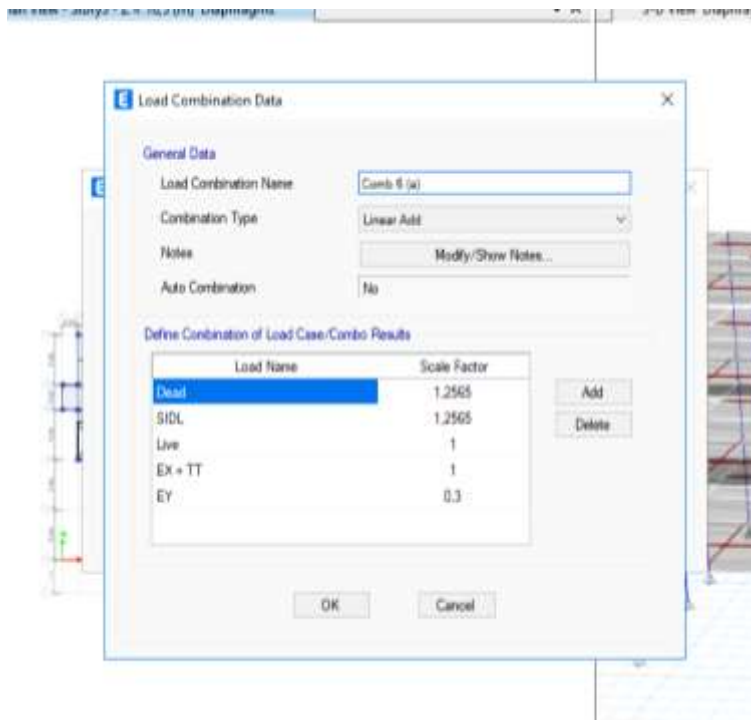
Gambar 4.26 Input Beban Gempa Statis Arah Sumbu-Y

3. Kombinasi pembebanan

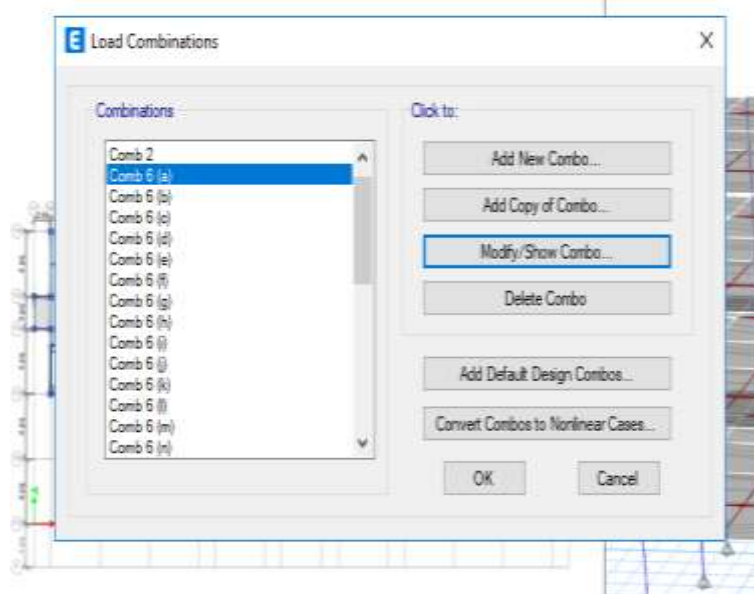
Pembebanan merupakan faktor penting dalam merancang stuktur bangunan. Untuk itu, dalam merancang struktur perlu mengidentifikasi beban-beban yang bekerja pada sistem struktur. Berdasarkan SNI 1726-2019, kombinasi beban adalah seperti berikut:

- 1,2 DL + E + LL, pada persamaan ini definisi E adalah $E = E_h + E_v$
- 0,9 DL + E, pada persamaan ini definisi E adalah $E = E_h - E_v$
- Yang dimana nilai E_h dan E_v adalah:
 - 1) $E_h = \rho \times Q_E$
 - 2) ρ = faktor redudansi. Untuk KDS D = 1,3
 - 3) $E_v = 0,2 \times S_{DS} \times D$
 - 4) D = pengaruh beban mati
- Kesimpulan kombinasi beban
 - 1) Beban tetap
 - a) U = 1,4 DL
 - b) U = 1,2 DL + 1,6 LL
 - 2) Beban sementara akibat beban untuk struktur atas dengan R = 8
 - a) $U = (1.2 + 0.2 \times S_{DS}) DL + LL_r \pm \rho * E$, dimana (faktor redudansi) diambil sebesar 1.3.
 - (1) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LL_r + \rho (1 E_x + 0,3 E_y)$

- (2) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \rho (1 E_x - 0,3 E_y)$
(3) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \rho (-1 E_x + 0,3 E_y)$
(4) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \rho (-1 E_x - 0,3 E_y)$
(5) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \rho (0,3 E_x + 1 E_y)$
(6) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \rho (0,3 E_x - 1 E_y)$
(7) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \rho (-0,3 E_x + 1 E_y)$
(8) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \rho (-0,3 E_x - 1 E_y)$
- b) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL \pm \rho \times E$
(1) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (1 E_x + 0,3 E_y)$
(2) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (1 E_x - 0,3 E_y)$
(3) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (-1 E_x + 0,3 E_y)$
(4) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (-1 E_x - 0,3 E_y)$
(5) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (0,3 E_x + 1 E_y)$
(6) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (0,3 E_x - 1 E_y)$
(7) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (-0,3 E_x + 1 E_y)$
(8) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS})DL + \rho (-0,3 E_x - 1 E_y)$
- 3) Beban sementara akibat gempa kuat perlu maksimum untuk struktur bawah dengan faktor kuat lebih struktur (Ω_0), dimana faktor kuat diambil $\Omega_0 = 3$.
- a) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 \times E \pm Fi$
(1) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (1 E_x + 0,3 E_y)$
(2) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (1 E_x - 0,3 E_y)$
(3) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (-1 E_x + 0,3 E_y)$
(4) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (-1 E_x - 0,3 E_y)$
(5) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (0,3 E_x + 0,1 E_y)$
(6) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (0,3 E_x - 0,1 E_y)$
(7) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (-0,3 E_x + 0,1 E_y)$
(8) $U = (1,2 + 0,2 \times S_{DS})DL + LLr + \Omega_0 (-0,3 E_x - 0,1 E_y)$
- b) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 \times E \pm Fi$
(1) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (1 E_x + 0,3 E_y)$
(2) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (1 E_x - 0,3 E_y)$
(3) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (-1 E_x + 0,3 E_y)$
(4) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (-1 E_x - 0,3 E_y)$
(5) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (0,3 E_x + 1 E_y)$
(6) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (0,3 E_x - 1 E_y)$
(7) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (-0,3 E_x + 1 E_y)$
(8) $U = (0,9 - 0,2 \times S_{DS}) DL + \Omega_0 (-0,3 E_x - 1 E_y)$



Gambar 4.27 Input Kombinasi Beban



Gambar 4.28 Kombinasi Beban

4.5 Analisis Model Struktur

Pemeriksaan dilakukan terhadap model struktur untuk memastikan apakah struktur bangunan ini memenuhi standar atau tidak. Pemeriksaan yang perlu dilakukan yaitu sebagai berikut.

4.5.1 Pengecekan ketidakberaturan

1. Ketidakberaturan horizontal

- a. Cek ketidakberaturan horizontal torsi 1a dan torsi 1b

Berdasarkan peninjauan dari arah sumbu-X, hasil nilai simpangan dari *software* ETABS yaitu sebagai berikut.

Tabel 4.4. Output Simpangan Arah Sumbu-X

Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Dak	Static DX	LinStatic	X	1,41	1,35	1,04
Lantai 3	Static DX	LinStatic	X	1,51	1,50	1,01
Lantai 2	Static DX	LinStatic	X	2,23	2,10	1,06
Lantai 1	Static DX	LinStatic	X	3,02	2,78	1,09

Sedangkan dalam peninjauan dari arah sumbu-Y, hasil nilai simpangan dari *software* ETABS yaitu sebagai berikut.

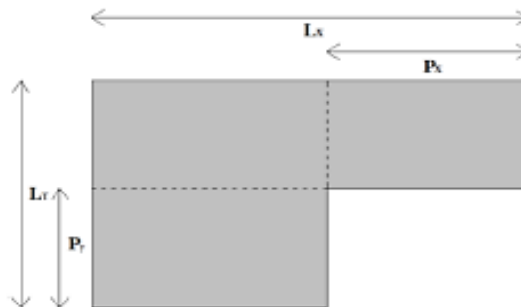
Tabel 4.5. Output Simpangan Arah Sumbu-Y

Story	Output Case	Case Type	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Dak	Static DY	LinStatic	Y	1,34	1,31	1,02
Lantai 3	Static DY	LinStatic	Y	1,50	1,44	1,04
Lantai 2	Static DY	LinStatic	Y	2,26	2,21	1,02
Lantai 1	Static DY	LinStatic	Y	3,34	3,21	1,04

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang ketidakberaturan horizontal pada struktur, bahwa ketidakberaturan terbagi menjadi ketidakberaturan torsi 1a dan torsi 1b. ketidakberaturan torsi 1a terjadi apabila simpangan antar tingkat maksimum (D_{max}) lebih besar dari 1,2 dari simpangan antar tingkat rata-rata (D_{avg}), sedangkan ketidakberaturan torsi 1b terjadi apabila simpangan antar tingkat maksimum (D_{max}) lebih besar dari 1,4 dari simpangan antar tingkat rata-rata (D_{avg}). Berdasarkan **Tabel 4.4** dan **Tabel 4.5** dapat dilihat bahwa rasio simpangan dari sumbu-X maupun sumbu-Y menghasilkan nilai kurang dari 1,2 yang dapat diartikan tidak adanya ketidakberaturan horizontal.

- b. Cek ketidakberaturan sudut dalam

Ketidakberaturan sudut dalam ada jika dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.



Gambar 4.29 Proyeksi Sudut Dalam

(Sumber : SNI 1726:2019)

Ketidakberaturan sudut dalam terjadi jika $P_x > 0,15L_x$ atau $P_x > 0,15L_y$. Dilihat secara visual pada Gedung Balai Latihan Kerja bahwa bangunan tersebut berbentuk simetris, maka secara langsung tidak dapat memproyeksikan denah struktur dari lokasi sudut dalam dikarenakan tidak memiliki sudut dalam. Dalam hal ini bangunan tersebut tidak terjadi ketidakberaturan sudut dalam.

c. Cek ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma terjadi jika luas bukaan lebih besar dari 50% dari luas total denah. Gedung Balai Latihan Kerja tidak memiliki bukaan, dalam hal ini bangunan tersebut tidak terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

d. Cek ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang terjadi jika pada bangunan terdapat elemen struktur vertikal atau penahan gaya lateral yaitu kolom ataupun dinding geser yang tidak menerus hingga pondasi. Pada Gedung Balai Latihan Kerja tidak terdapat elemen struktur vertikal yang tidak menerus hingga pondasi. Jadi dapat disimpulkan pada Gedung Balai Latihan Kerja tidak terjadi ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang.

e. Cek ketidakberaturan sistem non-paralel

Ketidakberaturan sistem non-paralel terjadi jika terdapat elemen struktur vertikal atau penahan gaya lateral yaitu kolom ataupun dinding geser tidak segaris dengan arah sumbu-X dan sumbu-Y. Pada Gedung Balai Latihan Kerja tidak terdapat elemen struktur vertikal yang tidak segaris. Jadi dapat disimpulkan pada Gedung Balai Latihan Kerja tidak terjadi ketidakberaturan sistem non-paralel.

2. Ketidakberaturan vertikal

a. Cek ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1a)

Nilai *stiffness* pada setiap lantai dibandingkan dengan nilai *stiffness* diatasnya dan nilai rata-rata dari tiga tingkat diatas lantai dasar. Hasil keluaran ETABS dapat dilihat dalam tabel berikut.

Tabel 4.6. Nilai *output Story Stiffness* ETABS

Arah	Story	Output Case	Case Type	Stiffness
X	Dak	Ex	LinStatic	21818,31
	Lantai 3	Ex	LinStatic	370474,293
	Lantai 2	Ex	LinStatic	486903,058
Y	Dak	Ey	LinStatic	29,562
	Lantai 3	Ey	LinStatic	6190,698
	Lantai 2	Ey	LinStatic	1144,924

Berdasarkan tabel diatas dapat dapat disimpulkan bahwa nilai *stiffness* pada setiap lantai lebih besar dari 70% nilai *stiffness* lantai diatasnya dan

nilai *stiffness* lantai 2 lebih besar dari 80% nilai *stiffness* rata-rata tiga tingkat di atasnya, oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa Gedung Balai Latihan Kerja Jambi tidak terjadi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (1a).

- b. Cek ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (1b)

Dalam pengecekan ini sama dengan pengecekan ketidakberaturan tingkat lunak (1a), yang membedakan adalah standar presentase terhadap nilai *stiffness*. Berdasarkan **Tabel 4.6** dapat dilihat bahwa nilai *stiffness* pada setiap lantai 2 kurang dari 60% nilai *stiffness* lantai di atasnya, oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa Gedung Balai Latihan Kerja mengalami tidak ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan (1b).

- c. Cek ketidakberaturan berat (massa)

Jika terdapat massa efektif di sembarang tingkat melebihi 150% massa efektif tingkat di dekatnya maka terjadi ketidakberaturan berat. Dibantu dengan *software* ETABS untuk hasil pada Gedung Balai Latihan Kerja dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.7. Nilai *output Story Massa* ETABS

Story	Berat (kg)	Cek > 1,5
Dak	819091,28	Tidak Terjadi
Lantai 1	813714,5	Tidak terjadi
Lantai 2	652193,68	Tidak Terjadi
Lantai 3	25211,14	Tidak Terjadi

- d. Cek ketidakberaturan geometri vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi apabila terdapat dimensi horizontal pemikul gaya seismik disembarang tingkat yang melebihi 130% dimensi horizontal elemen pemikul gaya seismik pada tingkat di dekatnya. Pada Gedung Balai Latihan Kerja, dimensi kolom dari lantai 1 hingga dak seragam, maka tidak terjadi ketidakberaturan geometri vertikal.

- e. Cek ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral

Ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral terjadi jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari elemen pemikul di tingkat di atas atau di bawahnya. Pada Gedung Balai Latihan Kerja posisi kolom menerus dari lantai atas hingga lantai dasar, maka tidak terjadi diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral.

- f. Cek ketidakberaturan kuat lateral tingkat (5a)

Ketidakberaturan kuat lateral tingkat (5a) terjadi apabila kekuatan lateral

suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat diatasnya.

Tabel 4.8. Perhitungan Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat (5a)

Story	Load Case	Location	Vx	Vy	Cek
					Ki < 80% x ki+1
Dak	Ex	Bottom	29,35		Ok
Lantai 3	Ex	Bottom	616,78		Ok
Lantai 2	Ex	Bottom	1143,17		Ok
Dak	Ey	Bottom		29,56	Ok
Lantai 3	Ey	Bottom		619,06	Ok
Lantai 2	Ey	Bottom		1144,92	Ok

Berdasarkan **Tabel 4.10** disimpulkan bahwa Gedung Balai Latihan Kerja tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat arah sumbu-X dan sumbu-Y.

- g. Cek ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan (5b)

Ketidakberaturan kuat lateral tingkat (5a) terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat diatasnya.

Tabel 4.9. Perhitungan Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Berlebihan (5b)

Story	Load Case	Location	Vx	Vy	Cek
					Ki < 80% x ki+1
Dak	Ex	Bottom	29,35		Ok
Lantai 3	Ex	Bottom	616,78		Ok
Lantai 2	Ex	Bottom	1143,17		Ok
Dak	Ey	Bottom		29,56	Ok
Lantai 3	Ey	Bottom		619,06	Ok
Lantai 2	Ey	Bottom		1144,92	Ok

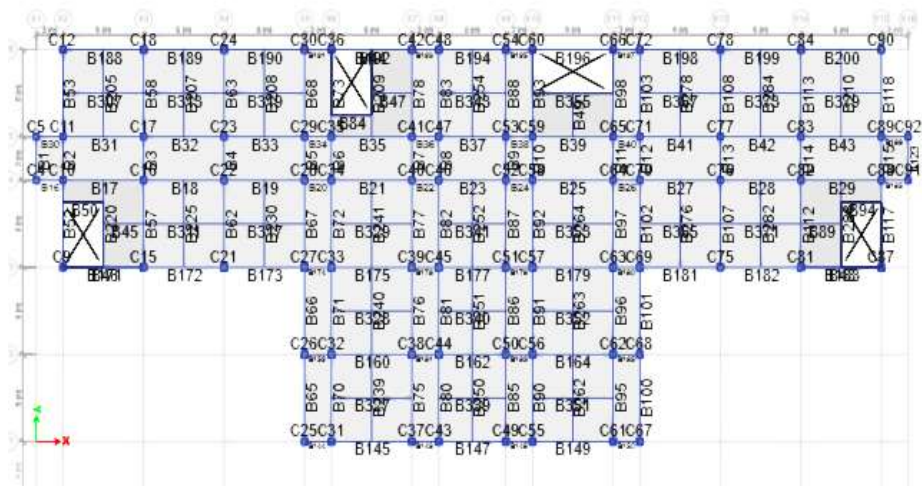
Berdasarkan **Tabel 4.9** disimpulkan bahwa Gedung Balai Latihan Kerja tidak mengalami ketidakberaturan kuat lateral tingkat berlebihan arah sumbu-X dan sumbu-Y.

4.5.2 Redundansi

Persyaratan untuk faktor nilai redundansi untuk kategori desain seismik D sampai F berdasarkan SNI 1726:2019, harus meninjau dua persyaratan, yaitu sebagai berikut:

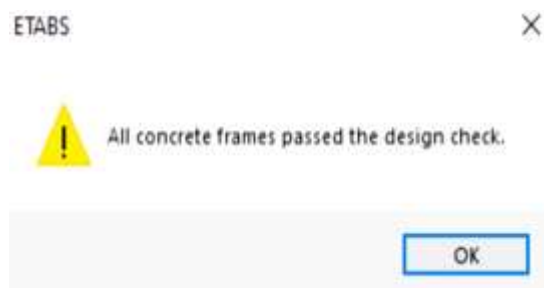
1. Setiap tingkat menahan lebih dari 35% geser dasar, yaitu dari lantai dasar atau basement hingga lantai dak.

Dengan bantuan *software* ETABS dapat dilakukan pengecekan terhadap syarat redundansi yaitu dengan *releases/partial fixity* balok arah sumbu-X dan sumbu-Y serta mengubah skala gempa menjadi 67% pada bagian *load cases* kemudian cek *verify all member passed* pada *output* ETABS. Dalam keluaran ETABS balok yang memiliki momen paling besar yaitu balok B28 arah sumbu-X dan B113 untuk arah sumbu-Y. Denah label balok dapat dilihat pada **Gambar 4.30**.



Gambar 4.30 Denah Gedung Balai Latihan Kerja

Setelah *releases* dan mengubah *scale factor*, dilanjutkan dengan cek *verify all member passed* dengan hasil keluaran ETABS dapat dilihat pada **Gambar 4.31**.



Gambar 4.31 Output Verify All Member Passed Pada ETABS

Dengan melihat hasil tersebut maka dapat diartikan bahwa syarat redundansi pada Gedung Balai Latihan Kerja terpenuhi.

4.5.3 Jumlah ragam

SNI 1726:2019 menjelaskan bahwa analisis model harus dilakukan dengan banyaknya ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi 100% dengan syarat minimum 90% massa ragam. Hasil analisis didapatkan Jumlah ragam yang digunakan sebanyak 12, dapat dilihat pada **Lampiran 1**.

4.5.4 Penentuan periode

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang periode fundamental pendekatan, digunakan persamaan T_a , dengan perhitungan sebagai berikut:

Percepatan desain periode 1 detik, $S_{D1} = 0,235 \text{ g}$

Koefisien untuk batas periode, $C_u = 1,5$

$C_t = 0,0466$

$x = 0,9$

$$\begin{aligned}
\text{Tinggi bangunan,} \quad h &= 12 \text{ m} \\
\text{Periode fundamental pendekatan,} \quad T_a &= C_t \times h^x \\
&= 0,613 \text{ detik} \\
\text{Periode maksimum,} \quad T_{\max} &= C_u \times T_a \\
&= 0,919 \text{ detik}
\end{aligned}$$

Cek *output* ETABS terkait hasil periode arah sumbu-X dan arah sumbu-Y, yaitu:

$$\begin{aligned}
\text{Periode hasil arah sumbu-X} \quad T_{c,X} &= 0,801 \text{ detik} \\
\text{Periode hasil arah sumbu-Y} \quad T_{c,Y} &= 0,833 \text{ detik}
\end{aligned}$$

Dapat dilihat bahwa hasil keluaran ETABS yaitu diatas nilai perhitungan periode maksimum, oleh karena itu nilai T yang akan digunakan yaitu nilai $T_{\max}$ 0,833.

4.5.5 Koefisien respons seismik

SNI 1726:2019,

$$\begin{aligned}
C_s &= \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,283}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
&= 0,053
\end{aligned}$$

C_s tidak boleh melebihi nilai:

Batas atas,

$$\begin{aligned}
C_{s,\max} &= \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,235}{0,801\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
&= 0,050
\end{aligned}$$

Batas bawah,

$$\begin{aligned}
C_{s,\min 1} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01 \\
&= 0,0187
\end{aligned}$$

Batas bawah (dipakai jika $S_1 \geq 0,6 \text{ g}$)

$$\begin{aligned}
C_{s,\min 2} &= \frac{0,5 \times S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,234}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} \\
&= 0,022
\end{aligned}$$

Jadi koefisien seismik yang dipakai pada arah sumbu-X maupun arah sumbu-Y yaitu 0,0530.

4.5.6 Geser dasar

Dalam penentuan besaran gaya geser seismik yang di jelaskan pada SNI

1726:2019, nilai C_s pada arah sumbu-X dan arah sumbu-Y sama, maka nilai gaya geser dasar bernilai sama pada kedua arah. Dapat dirincikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_{x-y} &= C_s \times W \\ &= 0,053 \times 22640,064 \text{ kN} \\ &= 1199,923 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.5.7 Skala nilai desain respons terkombinasi

Dalam skala nilai desain respons terkombinasi yaitu menentukan faktor skala nilai desain, dapat dirincikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala awal, } SF &= \frac{g}{R/I_e} \\ &= 1,84 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

Gaya geser dasar analisis struktur sumbu-X dan sumbu-Y diambil dari hasil keluaran pada *software* ETABS yaitu dapat dilihat pada **Gambar 4.32**.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN.m	MY kN.m
SEI	Uniform				0	0	15852.023	232889.6448	-448573.2675
EX-ELF	Uniform	Step By Step	1		-1615.4726	0	0	0	-17031.8814
EX-ELF	Uniform	Step By Step	2		-1615.4726	0	0	0	-17031.8814
EX-ELF	Uniform	Step By Step	3		-1615.4726	0	0	0	-17031.8814
EY-ELF	Uniform	Step By Step	1		0	-1615.4726	0	17067.7988	0
EY-ELF	Uniform	Step By Step	2		0	-1615.4726	0	17067.7988	0
EY-ELF	Uniform	Step By Step	3		0	-1615.4726	0	17067.7988	0
EX-MSGA-Una	Uniform	Max			1467.8980	228.2952	0	2181.4289	13423.0214
EY-MSGA-Una	Uniform	Max			228.2952	1466.5281	0	16224.7142	2191.4679
EX-MSGA-Sol	Uniform	Max			1620.0472	263.9171	0	2010.1971	15446.0825
EY-MSGA-Sol	Uniform	Max			247.243	1616.8827	0	18334.4793	2382.4244
EX-TT	Uniform	Max			1620.0472	263.9171	0	2010.1971	15446.0825
EY-TT	Uniform	Max			1620.0472	263.9171	0	2010.1971	15446.0825
EY-TT	Uniform	Max			247.243	1616.8827	0	18334.4793	2382.4244
EY-TT	Uniform	Max			247.243	1616.8827	0	18334.4793	2382.4244

Gambar 4.32 Output Base Reactions

Gaya geser statik, $V_{i,X} = 1615,4726 \text{ kN}$

$V_{i,Y} = 1615,4726 \text{ kN}$

Gaya geser dinamik, $V_{i,X} = 1620,0472 \text{ kN}$

$V_{i,Y} = 263,9171 \text{ kN}$

Penskalaan gaya gempa,

$$f_x = \frac{V_{ix \text{ statik}}}{V_{ix \text{ dinamik}}} = \frac{1615,4726 \text{ kN}}{1620,0472 \text{ kN}} = 0,9972$$

$$\begin{aligned} f_y &= \frac{V_{iy}}{V_{iy}} \\ &= \frac{1615,4726 \text{ kN}}{263,9171 \text{ kN}} = 6,1211 \end{aligned}$$

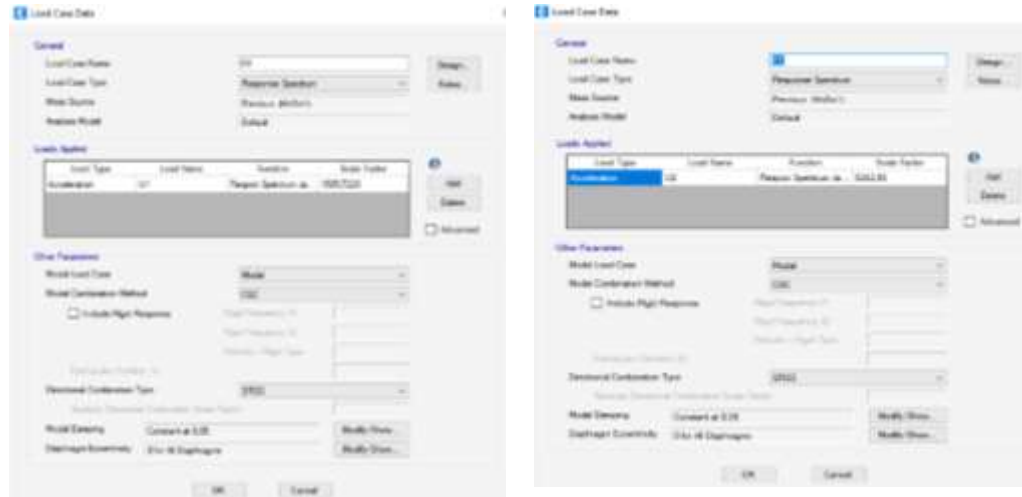
Faktor skala baru,

$$\begin{aligned} SF_X &= SF \times f_x \\ &= 1510 \times 0,9972 = 1505,7720 \end{aligned}$$

$$SF_Y = SF \times f_y$$

$$= 1510 \times 6,1211 = 9242,8610$$

Setelah didapatkan faktor skala baru maka harus di *input* pada ETABS dan cek nilai keluaran ETABS harus sesuai dengan hitungan gaya geser dasar dapat dilihat pada **Gambar 4.33** dan **Gambar 4.34**.



Gambar 4.33 Input Skala Gempa Arah Sumbu-X dan Arah Sumbu-Y

Base Reactions										
File Edit Format Filter Sort Select Options										
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None										
Filter: None	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m
	SOL	LinStatic				0	0	13652.023	232669.6448	-448573.3515
	EX ELF	LinStatic	Step By Step	1		-1615.4726	0	0	0	-17831.8514
	EX ELF	LinStatic	Step By Step	2		-1615.4726	0	0	0	-17831.8514
	EX ELF	LinStatic	Step By Step	3		-1615.4726	0	0	0	-17831.8514
	EY ELF	LinStatic	Step By Step	1		0	-1615.4726	0	17067.7968	0
	EY ELF	LinStatic	Step By Step	2		0	-1615.4726	0	17067.7968	0
	EY ELF	LinStatic	Step By Step	3		0	-1615.4726	0	17067.7968	0
	EX MRSA Uns.	LinRespSpec	Max			1497.8595	229.3502	0	2181.4289	13423.8214
	EY MRSA Uns.	LinRespSpec	Max			229.3502	1499.1263	0	14224.7342	2191.4579
	EX MRSA Scl.	LinRespSpec	Max			1626.6472	263.9171	0	2510.1971	15446.8925
	EY MRSA Scl.	LinRespSpec	Max			247.243	1616.0827	0	15334.4763	2362.4244
	EX + TT	LinRespSpec	Max			1626.6472	263.9171	0	2510.1971	15446.8925
	EX - TT	LinRespSpec	Max			1626.6472	263.9171	0	2510.1971	15446.8925
	EY + TT	LinRespSpec	Max			247.243	1616.0827	0	15334.4763	2362.4244
	EY - TT	LinRespSpec	Max			247.243	1616.0827	0	15334.4763	2362.4244

Gambar 4.34 Output Base Reactions Setelah Skala Baru

4.5.8 Simpangan antar tingkat

Penentuan simpangan antar tingkat yang dijelaskan dalam SNI 1726:2019, yang perlu dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa diatas maupun dibawah tingkat yang ditinjau. Nilai simpangan antar tingkat (Δx) harus lebih kecil dari nilai simpangan yang diizinkan (Δa). Nilai simpangan tingkat didapatkan dari hasil keluaran ETABS, nilai yang didapat serta perhitungan pemeriksaan simpangan antar tingkat dapat dilihat pada **Tabel 4.10**.

Simpangan antar tingkat izin, $\Delta a = 0,015 h$

Faktor redundansi, $\rho = 1$

Story drift inelastic izin, $\Delta_{max} = \Delta / \rho$

$$= 0,0150 h$$

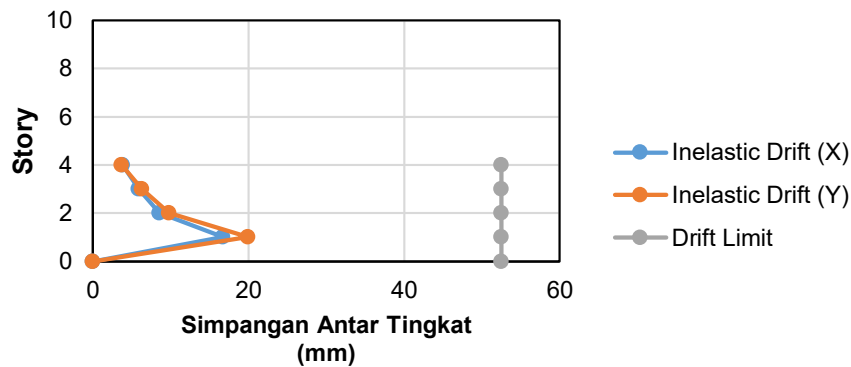
Faktor pembesaran defleksi, $C_d = 5,5$

Faktor keutamaan gempa, $I_e = 1,5$

Story drift inelastic, $\Delta = \delta \times C_d / I_e$

Tabel 4.10. Pemeriksaan Simpangan Antar Tingkat

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
Lt 3	9	10	1,61	1,72	3500,00	5,90	6,31	52,50	OK
Lt 2	7	8	2,34	2,66	3500,00	8,58	9,75	52,50	OK
Lt 1	5	5	4,55	5,43	3500,00	16,70	19,91	52,50	OK



Gambar 4.35 Grafik Simpangan Antar Tingkat Arah Sumbu-X dan Arah Sumbu-Y

Berdasarkan **Tabel 4.10** dan **Gambar 4.35**, dapat dilihat bahwa nilai simpangan antar tingkat pada lantai 2 hingga dak arah sumbu-X dan arah sumbu-Y memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari nilai simpangan izin.

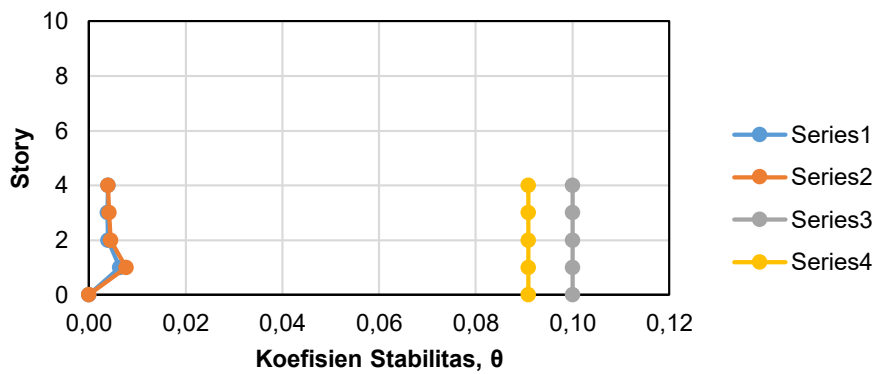
4.5.9. Pemeriksaan pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang P-Delta menjelaskan bahwa pengaruh P-Delta perlu ditinjau, namun tidak diperhitungkan apabila nilai koefisien stabilitas (θ) kurang dari 0,1. Perhitungan pengaruh P-Delta dapat dilihat pada **Tabel 4.11**.

Tabel 4.11. Pemeriksaan Pengaruh P-Delta

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	mm	mm	kN	kN	kN						
Lt.3	5,89	6,31	7982	963	952	3500	0,003	0,0041	0,1	0,0909	OK
Lt 2	8,57	9,75	8035	1.35	1.352	3500	0,004	0,0045	0,1	0,0909	OK
Lt 1	16,6	19,9	7992	1.62	1.621	3500	0,006	0,0076	0,1	0,0909	OK

Dari **Tabel 4.11** di dapat dilihat hasil yang didapatkan bahwa koefisien stabilitas (θ) kurang dari 0,1, maka P-Delta tidak perlu diperhitungkan. Berdasarkan hasil perhitungan, dapat disajikan dapat bentuk grafik perbandingan nilai koefisien stabilitas (θ) dengan nilai delta maksimum (θ_{max}), dapat dilihat pada **Gambar 4.36** berikut.



Gambar 4.36 Grafik P-Delta

4.6 Analisis Pelat Lantai

Data perhitungan yang digunakan dalam analisis pelat lantai yaitu sebagai berikut.

Ketebalan pelat lantai : 120 mm
 Modulus elastisitas beton : $4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$
 Modulus elastisitas baja : 200.000 MPa
 Mutu baja : BjTS 280 ($f_y = 280 \text{ MPa}$)
 Diameter tulangan : 12 mm
 Jarak antar tulangan : 150 mm

Struktur pelat lantai yang telah dimodelkan dengan bantuan *software* ETABS menghasilkan nilai kekuatan perlu (*ultimate*), dengan hasil yang didapat yaitu:

Mu Max = 24,142 kNm
 Mu Min = -36,364 kNm
 Vu Max = 14,992 kN/m

1. Perhitungan tulangan positif

Data awal:

$f_y = 280 \text{ MPa}$

$f_c' = 25 \text{ MPa}$

$\beta = 0,75$

$\epsilon_c = 0,003$

Tebal pelat (h) = 120 mm

Selimut beton = 20 mm

b = 1000 mm

$d = h - P_b - (1/2 \times \phi_p)$
 $= 120 - 20 - (1/2 \times 12)$
 $= 94 \text{ mm}$

Perhitungan lentur (*flexural strength*)

$$Mu+ = 24,142 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu+}{0,8} \\ &= \frac{24,142}{0,8} \\ &= 30,1775 \text{ kNm} \\ &= 301775 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{301775}{1000 \times 94^2} \\ &= 0,0030 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times fc'} \\ &= \frac{280}{0,85 \times 25} \\ &= 13,176 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{13,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,176 \times 0,0030}{280}} \right) \\ &= 1,0715 \times 10^{-5} \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{280} = 0,005$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times fc'}{fy} \times \beta \times \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{280} \times 0,75 \times \left(\frac{600}{600 + 280} \right) \\ &= 0,04 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,04 \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Karena " $\rho < \rho_{min} < \rho_{maks}$ " maka digunakan nilai ρ_{min} sebesar 0,005.

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005 \times 1000 \times 94 \\ &= 470 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan

$$\emptyset_{tul} = 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Alp &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 \\ &= 113,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{Alp \times b}{As_{perlu}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{113,14 \times 1000}{470} \\
&= 240,72 \text{ mm} \\
A_{sw} &= \frac{A_{lp} \times b}{s} \\
&= \frac{113,14 \times 1000}{240,72} \\
&= 470,006 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Cek syarat: $A_{sw} > A_{s_{perlu}}$

$$470,006 \text{ mm}^2 > 470 \text{ mm}^2$$

Maka luas tulangan yang diperlukan memenuhi syarat dengan spasi maksimum 240,72 mm, sehingga tulangan ini dapat digunakan dan kuat menahan beban yang bekerja setelah alihfungsi bangunan.

2. Perhitungan tulangan negatif

Data awal:

$$\begin{aligned}
f_y &= 280 \text{ MPa} \\
f_c' &= 25 \text{ MPa} \\
\beta &= 0,75 \\
\varepsilon_c &= 0,003 \\
\text{Tebal pelat (h)} &= 120 \text{ mm} \\
\text{Selimut beton} &= 20 \text{ mm} \\
b &= 1000 \text{ mm} \\
d &= h - P_b - (1/2 \times \phi_p) \\
&= 120 - 20 - (1/2 \times 10) \\
&= 95 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Perhitungan lentur (*flexural strength*)

$$M_u = 14,992 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= \frac{M_u}{0,8} \\
&= \frac{14,992}{0,8} \\
&= 18,740 \text{ kNm} \\
&= 18740 \text{ kNmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
&= \frac{18740}{1000 \times 95^2} \\
&= 0,0020
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
&= \frac{280}{0,85 \times 25} \\
&= 13,176
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,176} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,176 \times 0,0020}{280}} \right) \\ &= 7,14 \times 10^{-6}\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{280} = 0,005$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \beta \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 25}{280} \times 0,75 \times \left(\frac{600}{600 + 280} \right) \\ &= 0,04\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,04 \\ &= 0,03\end{aligned}$$

Karena " $\rho < \rho_{min} < \rho_{maks}$ " maka digunakan nilai ρ_{min} sebesar 0,005.

$$\begin{aligned}A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005 \times 1000 \times 95 \\ &= 475 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan

$$\phi_{tul} = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}A_{lp} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak (s)} &= \frac{A_{lp} \times b}{A_{s_{perlu}}} \\ &= \frac{78,54 \times 1000}{475} \\ &= 165,347 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_w} &= \frac{A_{lp} \times b}{s} \\ &= \frac{78,54 \times 1000}{165,347} \\ &= 475,001 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek syarat: $A_{s_w} > A_{s_{perlu}}$

$$475,001 \text{ mm}^2 > 475 \text{ mm}^2$$

Maka luas tulangan yang diperlukan memenuhi syarat dengan spasi maksimum 165,347 mm, sehingga tulangan ini dapat digunakan dan kuat menahan beban yang bekerja setelah alihfungsi bangunan.

3. Perhitungan geser (*shear strength*)

Perhitungan geser (*shear strength*)

$$V_u = 14,992 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 94 \\
 &= 78333,3 \text{ N} \\
 &= 78,3333 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &= \Phi \times V_n \\
 &= 0,75 \times 78,3333 \text{ kN} \\
 &= 58,750 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek syarat: $V_u < \Phi V_n$

$$14,992 \text{ kN} < 58,750 \text{ kN}$$

Jadi, tulangan yang digunakan memenuhi syarat sehingga tulangan ini mampu menahan gaya geser yang bekerja pada lantai.

4.7 Analisis Balok

Balok *existing* yang terdapat pada Gedung Balai Latihan Kerja terdiri dari beberapa jenis balok. Perhitungan kekuatan struktur balok dapat dirincikan sebagai berikut:

1. Balok B1 (300 × 700)

Dimensi balok	= 300 mm × 700 mm
Tinggi balok (h)	= 700 mm
Lebar balok (b)	= 300 mm
Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tebal pelat (hf)	= 120 mm
Tulangan utama (D)	= 8 D 19
Tulangan sengkang (Φs)	= Ø10 – 100 (tumpuan)
	= Ø10 – 200 (lapangan)
Mutu beton (f _c)	= 25 MPa
Mutu baja tulangan utama (f _y)	= 280 MPa
Mutu baja tulangan sengkang (f _{yt})	= 280 MPa
Momen <i>ultimate</i> terbesar (M _u)	= 89,959 kNm
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (V _u)	= 136,29 kN

a. Analisis Momen Lentur Balok

1) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned}
 A_D &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi (19)^2 \\
 &= 283,643 \text{ mm}^2 \\
 A_s &= n \times A_D \\
 &= 8 \times 283,643 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$= 2269,144 \text{ mm}^2$$

2) Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned} D_{s1} &= S_b + \Phi_s + \frac{1}{2}D \\ &= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + \frac{1}{2}19 \text{ mm} \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena tulangan tarik terdiri dari satu lapis tulangan, maka nilai tinggi efektif balok (d) sama dengan nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (dt).

$$\begin{aligned} d &= dt = h - D_s \\ &= 700 \text{ mm} - 59,5 \text{ mm} \\ &= 640,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Tebal balok tekan (a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa})}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 300 \text{ mm}} \\ &= 99,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Nilai tinggi garis netral (c)

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Nilai β_1 : (karena nilai $f_c' < 28 \text{ MPa}$)

$$\beta_1 = 0,85$$

Kemudian,

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{99,66}{0,85} \\ &= 117,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Kategori penampang dan faktor reduksi

Menggunakan parameter $\frac{c}{dt}$

$$\frac{c}{dt} < 0,375$$

$$\frac{117,25}{640,5} < 0,375$$

$0,018 \leq 0,375$ (tergolong control tarik/ *tension controlled*)

Jika mendapatkan hasil control tarik/ *tension controlled* maka faktor reduksi yang dipakai yaitu senilai 0,9.

6) Kuat nominal balok tulangan rangkap

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times \left(640,5 \text{ mm} - \frac{99,66 \text{ mm}}{2}\right) \\ &= 375288280,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$= 375,288 \text{ kNm}$$

7) Momen nominal reduksi

$$\phi Mn = 0,9 \times 375,288 \text{ kNm}$$

$$= 337,759 \text{ kNm}$$

8) Cek syarat momen

$$\phi Mn \geq Mu.$$

$$337,759 \text{ kNm} \geq 89,959 \text{ kNm}$$

Jadi, hasil dari perhitungan didapatkan bahwa nilai kekuatan momen rencana pada balok B1 memenuhi syarat kekuatan momen, sehingga dapat disimpulkan bahwa balok mampu menahan beban layan yang bekerja pada bangunan akibat alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kuat Geser Nominal

1) Luas tulangan aktual

$$S_{\phi s} = \frac{1}{4} \pi \phi s^2$$

$$= \frac{1}{4} \pi (10 \text{ mm})^2$$

$$= 78,57 \text{ mm}^2$$

$$A_v = n \times A_{Ds}$$

$$= 2 \times 78,57 \text{ mm}^2$$

$$= 157,14 \text{ mm}^2$$

2) Kuat geser dari tulangan geser V_s

Tulangan geser tumpuan

$$V_{s,1} = \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right]$$

$$= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 640,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right]$$

$$= 281814,88 \text{ N}$$

$$= 281,815 \text{ kN}$$

Tulangan geser lapangan

$$V_{s,2} = \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right]$$

$$= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 640,5 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right]$$

$$= 140907,44 \text{ N}$$

$$= 140,907 \text{ kN}$$

3) Kuat geser dari tulangan geser V_c

$$V_c = \left[0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \right]$$

$$= \left[0,17 \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 640,5 \text{ mm} \right]$$

$$= 163327,5 \text{ N} \approx 163,327 \text{ kN}$$

4) Kuat geser nominal

$$V_{n,1} = V_{s,1} + V_c$$

$$\begin{aligned}
&= 281,815 \text{ kN} + 163,327 \text{ kN} \\
&= 445,142 \text{ kN} \\
V_{n,2} &= V_{s,2} + V_c \\
&= 140,907 \text{ kN} + 163,327 \text{ kN} \\
&= 304,234 \text{ kN}
\end{aligned}$$

5) Kuat geser nominal reduksi

$$\begin{aligned}
\phi V_{n,1} &= 0,75 \times 445,142 \text{ kN} \\
&= 333,856 \text{ kN} \\
\phi V_{n,2} &= 0,75 \times 304,234 \text{ kN} \\
&= 228,18 \text{ kN}
\end{aligned}$$

6) Cek syarat kuat geser nominal

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$333,856 \text{ kN} \geq 136,29 \text{ kN}$$

Lapangan

$$228,18 \text{ kN} \geq 136,29 \text{ kN}$$

Jadi, hasil yang didapatkan dari perhitungan kekuatan geser balok B1 pada bagian tumpuan maupun lapangan memenuhi syarat $\phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan balok B1 dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

2. Balok B2 (350 × 650)

Dimensi balok	= 350 mm × 650 mm
Tinggi balok (h)	= 650 mm
Lebar balok (b)	= 350 mm
Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tebal pelat (hf)	= 120 mm
Tulangan utama (D)	= 8 D 19
Tulangan sengkang (Φ s)	= $\emptyset 10$ – 100 (tumpuan)
	= $\emptyset 10$ – 200 (lapangan)
Mutu beton (f_c')	= 25 MPa
Mutu baja tulangan utama (f_y)	= 280 MPa
Mutu baja tulangan sengkang (f_{yt})	= 280 MPa
Momen <i>ultimate</i> terbesar (M_u)	= 117,95 kNm
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (V_u)	= 219,095 kN

a. Analisis Momen Lentur Balok

1) Luasan tulangan aktual

$$A_D = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{4} \pi (19)^2 \\
&= 283,643 \text{ mm}^2 \\
A_s &= n \times A_D \\
&= 8 \times 283,643 \text{ mm}^2 \\
&= 2269,144 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

2) Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned}
Ds_1 &= S_b + \Phi_s + \frac{1}{2} D \\
&= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + \frac{1}{2} 19 \text{ mm} \\
&= 59,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena tulangan tarik terdiri dari satu lapis tulangan, maka nilai tinggi efektif balok (d) sama dengan nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (dt).

$$\begin{aligned}
d &= dt = h - D_s \\
&= 650 \text{ mm} - 59,5 \text{ mm} \\
&= 590,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

3) Tebal balok tekan (a)

$$\begin{aligned}
a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
&= \frac{(2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa})}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 350 \text{ mm}} \\
&= 85,43 \text{ mm}
\end{aligned}$$

4) Nilai tinggi garis netral (c)

$$\begin{aligned}
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
\text{Nilai } \beta_1 &: (\text{karena nilai } f_c' < 28 \text{ MPa}) \\
\beta_1 &= 0,85 \\
\text{Kemudian,} \\
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= \frac{85,43}{0,85} \\
&= 100,50 \text{ mm}
\end{aligned}$$

5) Kategori penampang dan faktor reduksi

Menggunakan parameter $\frac{c}{dt}$

$$\frac{c}{dt} < 0,375$$

$$\frac{100,50}{590,5} < 0,375$$

$0,170 \leq 0,375$ (tergolong control tarik/ *tension controlled*)

Jika mendapatkan hasil control tarik/ *tension controlled* maka faktor reduksi yang dipakai yaitu senilai 0,9.

6) Kuat nominal balok tulangan rangkap

$$\begin{aligned}
M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times \left(590,5 \text{ mm} - \frac{85,43 \text{ mm}}{2}\right) \\
&= 348044029,7 \text{ Nmm} \\
&= 348,044 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

7) Momen nominal reduksi

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= 0,9 \times 348,044 \text{ kNm} \\
&= 313,240 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

8) Cek syarat momen

$$\phi M_n \geq M_u.$$

$$313,240 \text{ kNm} \geq 117,95 \text{ kNm}$$

Jadi, hasil dari perhitungan didapatkan bahwa nilai kekuatan momen rencana pada balok B2 memenuhi syarat kekuatan momen, sehingga dapat disimpulkan bahwa balok ini mampu menahan beban layan yang bekerja pada bangunan akibat alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kuat Geser Nominal

1) Luas tulangan aktual

$$\begin{aligned}
S_{\phi s} &= \frac{1}{4} \pi \phi s^2 \\
&= \frac{1}{4} \pi (10 \text{ mm}^2) \\
&= 78,57 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_v &= n \times A_{Ds} \\
&= 2 \times 78,57 \text{ mm}^2 \\
&= 157,14 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

2) Kuat geser dari tulangan geser V_s

Tulangan geser tumpuan

$$\begin{aligned}
V_{s,1} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\
&= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 590,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right] \\
&= 259815,28 \text{ N} \\
&= 259,815 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Tulangan geser lapangan

$$\begin{aligned}
V_{s,2} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\
&= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 590,5 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right] \\
&= 129907,64 \text{ N} \\
&= 129,907 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3) Kuat geser dari tulangan geser V_c

$$\begin{aligned}
 V_c &= [0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d] \\
 &= [0,17 \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 350 \text{ mm} \times 590,5 \text{ mm}] \\
 &= 175673,7 \text{ N} \approx 175,674 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Kuat geser nominal

$$\begin{aligned}
 V_{n,1} &= V_{s,1} + V_c \\
 &= 259,815 \text{ kN} + 175,674 \text{ kN} \\
 &= 435,489 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{n,2} &= V_{s,2} + V_c \\
 &= 129,907 \text{ kN} + 175,674 \text{ kN} \\
 &= 305,581 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5) Kuat geser nominal reduksi

$$\begin{aligned}
 \phi V_{n,1} &= 0,75 \times 435,489 \text{ kN} \\
 &= 326,617 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_{n,2} &= 0,75 \times 305,581 \text{ kN} \\
 &= 229,186 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6) Cek syarat kuat geser nominal

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$326,617 \text{ kN} \geq 219,095 \text{ kN}$$

Lapangan

$$229,186 \text{ kN} \geq 219,095 \text{ kN}$$

Jadi, hasil yang didapatkan dari perhitungan kekuatan geser balok B2 pada bagian tumpuan maupun lapangan memenuhi syarat $\phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan balok B2 dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

3. Balok B3 (300 × 450)

Dimensi balok = 300 mm × 450 mm

Tinggi balok (h) = 450 mm

Lebar balok (b) = 300 mm

Selimut beton (Sb) = 40 mm

Tebal pelat (hf) = 120 mm

Tulangan utama (D) = 8 D 19

Tulangan sengkang (Φ s) = $\emptyset 10 - 100$ (tumpuan)

= $\emptyset 10 - 200$ (lapangan)

Mutu beton (f'_c) = 25 MPa

Mutu baja tulangan utama (f_y) = 280 MPa

Mutu baja tulangan sengkang (f_{yt}) = 280 MPa

$$\text{Momen } ultimate \text{ terbesar (Mu)} = 72,411 \text{ kNm}$$

$$\text{Kuat geser } ultimate \text{ terbesar (Vu)} = 92,329 \text{ kN}$$

a. Analisis Momen Lentur Balok

1) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned} A_D &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi (19)^2 \\ &= 283,643 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= n \times A_D \\ &= 8 \times 283,643 \text{ mm}^2 \\ &= 2269,144 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned} D_{s1} &= S_b + \Phi_s + \frac{1}{2} D \\ &= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + \frac{1}{2} 19 \text{ mm} \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena tulangan tarik terdiri dari satu lapis tulangan, maka nilai tinggi efektif balok (d) sama dengan nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (dt).

$$\begin{aligned} d &= dt = h - D_s \\ &= 450 \text{ mm} - 59,5 \text{ mm} \\ &= 390,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Tebal balok tekan (a)

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa})}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 300 \text{ mm}} \\ &= 99,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Nilai tinggi garis netral (c)

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Nilai β_1 : (karena nilai $f_c < 28 \text{ MPa}$)

$$\beta_1 = 0,85$$

Kemudian,

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{99,66}{0,85} \\ &= 117,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Kategori penampang dan faktor reduksi

Menggunakan parameter $\frac{c}{dt}$

$$\frac{c}{dt} < 0,375$$

$$\frac{117,250}{390,5} < 0,375$$

0,300 ≤ 0,375 (tergolong control tarik/ *tension controlled*)

Jika mendapatkan hasil control tarik/ *tension controlled* maka faktor reduksi yang dipakai yaitu senilai 0,9.

6) Kuat nominal balok tulangan rangkap

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times \left(390,5 \text{ mm} - \frac{99,66 \text{ mm}}{2}\right) \\ &= 216448200,2 \text{ Nmm} \\ &= 216,448 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7) Momen nominal reduksi

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 216,448 \text{ kNm} \\ &= 194,803 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8) Cek syarat momen

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_u \\ 194,803 \text{ kNm} &\geq 72,411 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jadi, hasil dari perhitungan didapatkan bahwa nilai kekuatan momen rencana pada balok B3 memenuhi syarat kekuatan momen, sehingga dapat disimpulkan bahwa balok ini mampu menahan beban layan yang bekerja pada bangunan akibat alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kuat Geser Nominal

1) Luas tulangan aktual

$$\begin{aligned} S_{\phi s} &= \frac{1}{4} \pi \phi s^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi (10 \text{ mm})^2 \\ &= 78,57 \text{ mm}^2 \\ A_v &= n \times A_{Ds} \\ &= 2 \times 78,57 \text{ mm}^2 \\ &= 157,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kuat geser dari tulangan geser V_s

Tulangan geser tumpuan

$$\begin{aligned} V_{s,1} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\ &= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 390,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right] \\ &= 171816,88 \text{ N} \\ &= 171,816 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tulangan geser lapangan

$$V_{s,2} = \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right]$$

$$= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 390,5 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \right]$$

$$= 85908,44 \text{ N}$$

$$= 85,908 \text{ kN}$$

3) Kuat geser dari tulangan geser V_c

$$V_c = [0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d]$$

$$= [0,17 \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 390,5 \text{ mm}]$$

$$= 99577,5 \text{ N} \approx 99,577 \text{ kN}$$

4) Kuat geser nominal

$$V_{n,1} = V_{s,1} + V_c$$

$$= 171,816 \text{ kN} + 99,577 \text{ kN}$$

$$= 271,393 \text{ kN}$$

$$V_{n,2} = V_{s,2} + V_c$$

$$= 85,908 \text{ kN} + 99,577 \text{ kN}$$

$$= 185,485 \text{ kN}$$

5) Kuat geser nominal reduksi

$$\phi V_{n,1} = 0,75 \times 271,393 \text{ kN}$$

$$= 203,545 \text{ kN}$$

$$\phi V_{n,2} = 0,75 \times 185,485 \text{ kN}$$

$$= 139,114 \text{ kN}$$

6) Cek syarat kuat geser nominal

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$203,545 \text{ kN} \geq 92,329 \text{ kN}$$

Lapangan

$$139,114 \text{ kN} \geq 92,329 \text{ kN}$$

Jadi, hasil yang didapatkan dari perhitungan kekuatan geser balok B3 pada bagian tumpuan maupun lapangan memenuhi syarat $\phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan balok B3 dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

4. Balok B1A (300 × 650)

Dimensi balok	= 300 mm × 650 mm
Tinggi balok (h)	= 650 mm
Lebar balok (b)	= 300 mm
Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tebal pelat (hf)	= 120 mm
Tulangan utama (D)	= 8 D 19
Tulangan sengkang (Φ s)	= $\emptyset 10$ – 100 (tumpuan)

	= Ø10 – 150 (lapangan)
Mutu beton (f_c')	= 25 MPa
Mutu baja tulangan utama (f_y)	= 280 MPa
Mutu baja tulangan sengkang (f_{yt})	= 280 MPa
Momen <i>ultimate</i> terbesar (M_u)	= 78,018 kNm
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (V_u)	= 95,272 kN

a. Analisis Momen Lentur Balok

1) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned}
 A_D &= \frac{1}{4}\pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4}\pi(19)^2 \\
 &= 283,643 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times A_D \\
 &= 8 \times 283,643 \text{ mm}^2 \\
 &= 2269,144 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned}
 D_{s1} &= S_b + \Phi_s + \frac{1}{2}D \\
 &= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + \frac{1}{2}19 \text{ mm} \\
 &= 59,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena tulangan tarik terdiri dari satu lapis tulangan, maka nilai tinggi efektif balok (d) sama dengan nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (dt).

$$\begin{aligned}
 d &= dt = h - D_s \\
 &= 650 \text{ mm} - 59,5 \text{ mm} \\
 &= 590,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Tebal balok tekan (a)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa})}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 300 \text{ mm}} \\
 &= 99,66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4) Nilai tinggi garis netral (c)

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Nilai β_1 : (karena nilai $f_c' < 28 \text{ MPa}$)

$$\beta_1 = 0,85$$

Kemudian,

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{99,66}{0,85}
 \end{aligned}$$

$$= 117,25 \text{ mm}$$

5) Kategori penampang dan faktor reduksi

Menggunakan parameter $\frac{c}{dt}$

$$\frac{c}{dt} < 0,375$$

$$\frac{117,250}{390,5} < 0,375$$

$$0,300 \leq 0,375 \text{ (tergolong control tarik/ } tension \text{ controlled)}$$

Jika mendapatkan hasil control tarik/ *tension controlled* maka faktor reduksi yang dipakai yaitu senilai 0,9.

6) Kuat nominal balok tulangan rangkap

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times \left(590,5 \text{ mm} - \frac{99,66 \text{ mm}}{2}\right) \\ &= 343520264,2 \text{ Nmm} \\ &= 343,520 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7) Momen nominal reduksi

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 343,520 \text{ kNm} \\ &= 309,168 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8) Cek syarat momen

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_u \\ 309,168 \text{ kNm} &\geq 78,018 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jadi, hasil dari perhitungan didapatkan bahwa nilai kekuatan momen rencana pada balok B1A memenuhi syarat kekuatan momen, sehingga dapat disimpulkan bahwa balok ini mampu menahan beban layan yang bekerja pada bangunan akibat alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kuat Geser Nominal

1) Luas tulangan aktual

$$\begin{aligned} S_{\phi s} &= \frac{1}{4} \pi \phi s^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi (10 \text{ mm})^2 \\ &= 78,57 \text{ mm}^2 \\ A_v &= n \times A_{Ds} \\ &= 2 \times 78,57 \text{ mm}^2 \\ &= 157,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kuat geser dari tulangan geser V_s

Tulangan geser tumpuan

$$\begin{aligned} V_{s,1} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\ &= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 590,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right] \end{aligned}$$

$$= 259815,28 \text{ N}$$

$$= 259,815 \text{ kN}$$

Tulangan geser lapangan

$$\begin{aligned} V_{s,2} &= \left[\frac{Av \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\ &= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 590,5 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \right] \\ &= 173210,18 \text{ N} \\ &= 173,210 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser dari tulangan geser V_c

$$\begin{aligned} V_c &= [0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d] \\ &= [0,17 \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 590,5 \text{ mm}] \\ &= 150577,5 \text{ N} \approx 150,577 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kuat geser nominal

$$\begin{aligned} V_{n,1} &= V_{s,1} + V_c \\ &= 259,815 \text{ kN} + 150,577 \text{ kN} \\ &= 410,392 \text{ kN} \\ V_{n,2} &= V_{s,2} + V_c \\ &= 173,210 \text{ kN} + 150,577 \text{ kN} \\ &= 323,787 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Kuat geser nominal reduksi

$$\begin{aligned} \phi V_{n,1} &= 0,75 \times 410,392 \text{ kN} \\ &= 307,794 \text{ kN} \\ \phi V_{n,2} &= 0,75 \times 323,787 \text{ kN} \\ &= 242,840 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Cek syarat kuat geser nominal

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$307,794 \text{ kN} \geq 95,272 \text{ kN}$$

Lapangan

$$242,840 \text{ kN} \geq 95,272 \text{ kN}$$

Jadi, hasil yang didapatkan dari perhitungan kekuatan geser balok B1A pada bagian tumpuan maupun lapangan memenuhi syarat $\phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan balok B1A dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

5. Balok B2A (300 × 600)

$$\text{Dimensi balok} = 300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok (h)} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok (b)} = 300 \text{ mm}$$

Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tebal pelat (hf)	= 120 mm
Tulangan utama (D)	= 8 D 19
Tulangan sengkang (Φ s)	= $\emptyset 10 - 100$ (tumpuan) = $\emptyset 10 - 150$ (lapangan)
Mutu beton (f_c')	= 25 MPa
Mutu baja tulangan utama (f_y)	= 280 MPa
Mutu baja tulangan sengkang (f_{yt})	= 280 MPa
Momen <i>ultimate</i> terbesar (M_u)	= 102,778 kNm
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (V_u)	= 115,462 kN

a. Analisis Momen Lentur Balok

1) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned}
 A_D &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi (19)^2 \\
 &= 283,643 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times A_D \\
 &= 8 \times 283,643 \text{ mm}^2 \\
 &= 2269,144 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned}
 D_{s1} &= S_b + \Phi_s + \frac{1}{2} D \\
 &= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + \frac{1}{2} 19 \text{ mm} \\
 &= 59,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena tulangan tarik terdiri dari satu lapis tulangan, maka nilai tinggi efektif balok (d) sama dengan nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (dt).

$$\begin{aligned}
 d &= dt = h - D_s \\
 &= 600 \text{ mm} - 59,5 \text{ mm} \\
 &= 540,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Tebal balok tekan (a)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa})}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 300 \text{ mm}} \\
 &= 99,66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4) Nilai tinggi garis netral (c)

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Nilai β_1 : (karena nilai $f_c' < 28 \text{ MPa}$)

$$\beta_1 = 0,85$$

Kemudian,

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{99,66}{0,85} \\ &= 117,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Kategori penampang dan faktor reduksi

Menggunakan parameter $\frac{c}{dt}$

$$\frac{c}{dt} < 0,375$$

$$\frac{117,250}{540,5} < 0,375$$

$0,216 \leq 0,375$ (tergolong control tarik/ *tension controlled*)

Jika mendapatkan hasil control tarik/ *tension controlled* maka faktor reduksi yang dipakai yaitu senilai 0,9.

6) Kuat nominal balok tulangan rangkap

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2269,144 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times \left(540,5 \text{ mm} - \frac{99,66 \text{ mm}}{2}\right) \\ &= 311752248,2 \text{ Nmm} \\ &= 311,752 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7) Momen nominal reduksi

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 311,752 \text{ kNm} \\ &= 280,577 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8) Cek syarat momen

$$\begin{aligned} \phi M_n &\geq M_u. \\ 280,577 \text{ kNm} &\geq 102,778 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jadi, hasil dari perhitungan didapatkan bahwa nilai kekuatan momen rencana pada balok B2A memenuhi syarat kekuatan momen, sehingga dapat disimpulkan bahwa balok ini mampu menahan beban layan yang bekerja pada bangunan akibat alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kuat Geser Nominal

1) Luas tulangan aktual

$$\begin{aligned} S_{\phi_s} &= \frac{1}{4} \pi \phi_s^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi (10 \text{ mm}^2) \\ &= 78,57 \text{ mm}^2 \\ A_v &= n \times A_{\phi_s} \\ &= 2 \times 78,57 \text{ mm}^2 \\ &= 157,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kuat geser dari tulangan geser V_s

Tulangan geser tumpuan

$$\begin{aligned}V_{s,1} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\&= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 540,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right] \\&= 237815,68 \text{ N} \\&= 237,815 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tulangan geser lapangan

$$\begin{aligned}V_{s,2} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\&= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 540,5 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \right] \\&= 158543,78 \text{ N} \\&= 158,543 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kuat geser dari tulangan geser V_c

$$\begin{aligned}V_c &= [0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d] \\&= [0,17 \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 300 \text{ mm} \times 540,5 \text{ mm}] \\&= 137827,5 \text{ N} \approx 137,827 \text{ kN}\end{aligned}$$

3) Kuat geser nominal

$$\begin{aligned}V_{n,1} &= V_{s,1} + V_c \\&= 237,815 \text{ kN} + 137,827 \text{ kN} \\&= 375,642 \text{ kN} \\V_{n,2} &= V_{s,2} + V_c \\&= 158,543 \text{ kN} + 137,827 \text{ kN} \\&= 296,37 \text{ kN}\end{aligned}$$

4) Kuat geser nominal reduksi

$$\begin{aligned}\phi V_{n,1} &= 0,75 \times 375,642 \text{ kN} \\&= 281,732 \text{ kN} \\ \phi V_{n,2} &= 0,75 \times 296,37 \text{ kN} \\&= 222,277 \text{ kN}\end{aligned}$$

5) Cek syarat kuat geser nominal

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$281,732 \text{ kN} \geq 115,462 \text{ kN}$$

Lapangan

$$222,277 \text{ kN} \geq 115,462 \text{ kN}$$

Jadi, hasil yang didapatkan dari perhitungan kekuatan geser balok B2A pada bagian tumpuan maupun lapangan memenuhi syarat $\phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan balok B2A dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

6. Balok B3A (250 × 400)

Dimensi balok	= 250 mm × 400 mm
Tinggi balok (h)	= 400 mm
Lebar balok (b)	= 300 mm
Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tebal pelat (hf)	= 120 mm
Tulangan utama (D)	= 4 D 19
Tulangan sengkang (Φs)	= Ø10 – 100 (tumpuan)
	= Ø10 – 150 (lapangan)
Mutu beton (fc')	= 25 MPa
Mutu baja tulangan utama (fy)	= 280 MPa
Mutu baja tulangan sengkang (fyt)	= 280 MPa
Momen <i>ultimate</i> terbesar (Mu)	= 102,778 kNm
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (Vu)	= 107,830 kN

a. Analisis Momen Lentur Balok

1) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned}
 A_D &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi (19)^2 \\
 &= 283,643 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times A_D \\
 &= 4 \times 283,643 \text{ mm}^2 \\
 &= 1134,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Tinggi efektif balok

$$\begin{aligned}
 D_{s1} &= S_b + \Phi_s + \frac{1}{2} D \\
 &= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + \frac{1}{2} 19 \text{ mm} \\
 &= 59,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena tulangan tarik terdiri dari satu lapis tulangan, maka nilai tinggi efektif balok (d) sama dengan nilai jarak tulangan tarik terluar dari penampang balok (dt).

$$\begin{aligned}
 d &= dt = h - D_s \\
 &= 400 \text{ mm} - 59,5 \text{ mm} \\
 &= 340,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Tebal balok tekan (a)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(1134,57 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa})}{0,85 \times 25 \text{ MPa} \times 250 \text{ mm}} \\
 &= 59,80 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- 4) Nilai tinggi garis netral (c)

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Nilai β_1 : (karena nilai $f_c < 28$ MPa)

$$\beta_1 = 0,85$$

Kemudian,

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{59,80}{0,85}$$

$$= 70,35 \text{ mm}$$

- 5) Kategori penampang dan faktor reduksi

Menggunakan parameter $\frac{c}{dt}$

$$\frac{c}{dt} < 0,375$$

$$\frac{70,35}{340,5} < 0,375$$

$$0,207 \leq 0,375 \text{ (tergolong control tarik/ } tension \text{ controlled)}$$

Jika mendapatkan hasil control tarik/ *tension controlled* maka faktor reduksi yang dipakai yaitu senilai 0,9.

- 6) Kuat nominal balok tulangan rangkap

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

$$= 1134,57 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times \left(340,5 \text{ mm} - \frac{59,80 \text{ mm}}{2}\right)$$

$$= 198671283,76 \text{ Nmm}$$

$$= 198,613 \text{ kNm}$$

- 7) Momen nominal reduksi

$$\phi M_n = 0,9 \times 198,613 \text{ kNm}$$

$$= 178,752 \text{ kNm}$$

- 8) Cek syarat momen

$$\phi M_n \geq M_u.$$

$$178,752 \text{ kNm} \geq 102,778 \text{ kNm}$$

Jadi, hasil dari perhitungan didapatkan bahwa nilai kekuatan momen rencana pada balok B3A memenuhi syarat kekuatan momen, sehingga dapat disimpulkan bahwa balok mampu menahan beban layan yang bekerja pada bangunan akibat alihfungsi bangunan.

- b. Analisis Kuat Geser Nominal

- 1) Luas tulangan aktual

$$S_{\phi s} = \frac{1}{4} \pi \phi s^2$$

$$= \frac{1}{4} \pi (10 \text{ mm}^2)$$

$$= 78,57 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
A_v &= n \times A_{Ds} \\
&= 2 \times 78,57 \text{ mm}^2 \\
&= 157,14 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

2) Kuat geser dari tulangan geser V_s

Tulangan geser tumpuan

$$\begin{aligned}
V_{s,1} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\
&= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 340,5 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} \right] \\
&= 149817,28 \text{ N} \\
&= 149,817 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Tulangan geser lapangan

$$\begin{aligned}
V_{s,2} &= \left[\frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} \right] \\
&= \left[\frac{157,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times 340,5 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \right] \\
&= 99878,18 \text{ N} \\
&= 99,878 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Kuat geser dari tulangan geser V_c

$$\begin{aligned}
V_c &= [0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d] \\
&= [0,17 \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 250 \text{ mm} \times 340,5 \text{ mm}] \\
&= 114856,25 \text{ N} \approx 114,856 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3) Kuat geser nominal

$$\begin{aligned}
V_{n,1} &= V_{s,1} + V_c \\
&= 149,817 \text{ kN} + 114,856 \text{ kN} \\
&= 264,673 \text{ kN} \\
V_{n,2} &= V_{s,2} + V_c \\
&= 99,878 \text{ kN} + 114,856 \text{ kN} \\
&= 214,734 \text{ kN}
\end{aligned}$$

4) Kuat geser nominal reduksi

$$\begin{aligned}
\phi V_{n,1} &= 0,75 \times 264,673 \text{ kN} \\
&= 198,505 \text{ kN} \\
\phi V_{n,2} &= 0,75 \times 214,734 \text{ kN} \\
&= 161,050 \text{ kN}
\end{aligned}$$

5) Cek syarat kuat geser nominal

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$198,505 \text{ kN} \geq 107,830 \text{ kN}$$

Lapangan

$$161,050 \text{ kN} \geq 107,830 \text{ kN}$$

Jadi, hasil yang didapatkan dari perhitungan kekuatan geser balok B3A pada bagian tumpuan maupun lapangan memenuhi syarat $\Phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan balok B3A dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

4.8 Analisis Kolom

Pada Gedung Balai Latihan Kerja, kolom *existing* terbagi menjadi 3 jenis dimensi kolom yang berbeda seperti yang telah dijelaskan pada subbab 4.1 tentang data teknis bangunan. Analisis elemen struktur kolom dapat dirincikan sebagai berikut:

1. Kolom K1 (550 × 550)

Dimensi kolom	= 550 mm × 550 mm
Tinggi kolom (h)	= 550 mm
Lebar kolom (b)	= 550 mm
Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tulangan longitudinal	= 8 D 19
Tulangan sengkang	= 4 Ø13 – 100 (tumpuan) = 4 Ø13 – 100 (lapangan)
Mutu beton (f'c)	= 25 MPa
Mutu baja (fy)	= 280 MPa
Faktor reduksi aksial kolom (Φ)	= 0,65
Faktor reduksi geser kolom (Φ)	= 0,75
Gaya aksial <i>ultimate</i> terbesar (Pu)	= 615,137 kN
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (Vu)	= 63,935 kN

a. Analisis Kekuatan Aksial Penampang Kolom

1) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 550 \text{ mm} \times 550 \text{ mm} \\
 &= 302500 \text{ mm}^2 \\
 A_{st} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 8 \\
 &= 2269,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Kapasitas aksial kolom

$$\begin{aligned}
 P_o &= 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y \\
 &= 0,85 \times 25 \times (302500 \text{ mm}^2 - 2269,14 \text{ mm}^2) + (2269,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa}) \\
 &= 7015264,975 \text{ N} \\
 &= 7015,264 \text{ kN} \\
 P_{n,max} &= 0,80 \times P_o
 \end{aligned}$$

$$= 0,80 \times 2399,756 \text{ kN}$$

$$= 5612,211 \text{ kN}$$

3) Cek syarat kekuatan aksial penampang

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0,65 \times 5612,211 \text{ kN} \geq 615,137 \text{ kN}$$

$$3647,937 \text{ kN} \geq 615,137 \text{ kN}$$

Jadi, dari hasil perhitungan kapasitas aksial penampang kolom K1 didapatkan bahwa kekuatan aksial kolom tersebut memenuhi syarat $\phi P_n \geq P_u$ sehingga dapat disimpulkan kolom K1 masih mampu menahan beban aksial yang bekerja setelah alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kapasitas Geser Kolom

1) Nilai kuat beton (V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{615,137 \text{ kN}}{14 \times 302500 \text{ mm}^2} \right) \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 550 \text{ mm} \times (0,8 \times 550 \text{ mm}) \\ &= 205729,89 \text{ N} \\ &= 205,730 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Pemeriksaan kemampuan penampang

$$\begin{aligned} V_u &\leq \Phi (V_c + 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b_w d) \\ 63,935 \text{ kN} &\leq 0,75 (205,730 \text{ kN} + 0,66 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 550 \text{ mm} \times (0,8 \times 550 \text{ mm})) \\ 63,935 \text{ kN} &\leq 599,104 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 4 \\ &= 531,143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4) Perhitungan V_s

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s}$$

V_s tumpuan

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{531,143 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times (0,8 \times 550 \text{ mm})}{100} \\ &= 654368,18 \text{ N} \\ &= 654,368 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_s lapangan

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{531,143 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times (0,8 \times 550 \text{ mm})}{100} \\ &= 654368,18 \text{ N} \\ &= 654,368 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n tumpuan

$$\begin{aligned} V_n &= 205,730 \text{ kN} + 654,368 \text{ kN} \\ &= 860,098 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_n lapangan

$$\begin{aligned} V_n &= 205,730 \text{ kN} + 654,368 \text{ kN} \\ &= 860,098 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Cek syarat kekuatan geser

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$\begin{aligned} 0,75 \times 860,098 \text{ kN} &\geq 63,935 \text{ kN} \\ 645,073 \text{ kN} &\geq 63,935 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lapangan

$$\begin{aligned} 0,75 \times 860,098 \text{ kN} &\geq 63,935 \text{ kN} \\ 645,073 \text{ kN} &\geq 63,935 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, nilai kekuatan geser pada kolom K1 pada lapangan maupun tumpuan memenuhi syarat $\phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan bahwa kolom K1 masih dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

2. Kolom K2 (500 × 500)

Dimensi kolom	= 500 mm × 500 mm
Tinggi kolom (h)	= 500 mm
Lebar kolom (b)	= 500 mm
Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tulangan longitudinal	= 8 D 19
Tulangan sengkang	= 4 Ø13 – 100 (tumpuan) = 4 Ø13 – 100 (lapangan)
Mutu beton (f'c)	= 25 MPa
Mutu baja (fy)	= 280 MPa
Faktor reduksi aksial kolom (Φ)	= 0,65
Faktor reduksi geser kolom (Φ)	= 0,75
Gaya aksial <i>ultimate</i> terbesar (Pu)	= 28,899 kN
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (Vu)	= 115,599 kN

a. Analisis Kekuatan Aksial Penampang Kolom

4) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \\ &= 250000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{st} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 8 \\
&= 2269,14 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

5) Kapasitas aksial kolom

$$\begin{aligned}
P_o &= 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y \\
&= 0,85 \times 25 \times (250000 \text{ mm}^2 - 2269,14 \text{ mm}^2) + (2269,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa}) \\
&= 5899639,97 \text{ N} \\
&= 5899,639 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{n,max} &= 0,80 \times P_o \\
&= 0,80 \times 5899,639 \text{ kN} \\
&= 4719,711 \text{ kN}
\end{aligned}$$

6) Cek syarat kekuatan aksial penampang

$$\begin{aligned}
\Phi P_n &\geq P_u \\
0,65 \times 4719,711 \text{ kN} &\geq 28,899 \text{ kN} \\
3067,812 \text{ kN} &\geq 28,899 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Jadi, dari hasil perhitungan kapasitas aksial penampang kolom K2 didapatkan bahwa kekuatan aksial kolom tersebut memenuhi syarat $\Phi P_n \geq P_u$ sehingga dapat disimpulkan kolom K2 masih mampu menahan beban aksial yang bekerja setelah alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kapasitas Geser Kolom

1) Nilai kuat beton (V_c)

$$\begin{aligned}
V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w d \\
&= 0,17 \left(1 + \frac{28,899 \text{ kN}}{14 \times 250000 \text{ mm}^2} \right) \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 500 \text{ mm} \times (0,8 \times 500 \text{ mm}) \\
&= 170001,404 \text{ N} \\
&= 170,001 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) Pemeriksaan kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
V_u &\leq \Phi (V_c + 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b_w d) \\
115,599 \text{ kN} &\leq 0,75 (170,001 \text{ kN} + 0,66 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 500 \text{ mm} \times (0,8 \times 500 \text{ mm})) \\
115,599 \text{ kN} &\leq 660,000 \text{ kN}
\end{aligned}$$

3) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned}
A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 4 \\
&= 531,143 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

4) Perhitungan V_s

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s}$$

Vs tumpuan

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{531,143 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times (0,8 \times 500 \text{ mm})}{100} \\&= 594880,16 \text{ N} \\&= 594,880 \text{ kN}\end{aligned}$$

Vs lapangan

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{531,143 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times (0,8 \times 500 \text{ mm})}{100} \\&= 594880,16 \text{ N} \\&= 594,880 \text{ kN}\end{aligned}$$

Perhitungan Vn

$$V_n = V_c + V_s$$

Vn tumpuan

$$\begin{aligned}V_n &= 170,001 \text{ kN} + 594,880 \text{ kN} \\&= 764,881 \text{ kN}\end{aligned}$$

Vn lapangan

$$\begin{aligned}V_n &= 170,001 \text{ kN} + 594,880 \text{ kN} \\&= 764,881 \text{ kN}\end{aligned}$$

5) Cek syarat kekuatan geser

$$\phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$\begin{aligned}0,75 \times 764,881 \text{ kN} &\geq 115,599 \text{ kN} \\573,661 \text{ kN} &\geq 115,599 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lapangan

$$\begin{aligned}0,75 \times 764,881 \text{ kN} &\geq 115,599 \text{ kN} \\573,661 \text{ kN} &\geq 115,599 \text{ kN}\end{aligned}$$

Jadi, nilai kekuatan geser pada kolom K2 pada lapangan maupun tumpuan memenuhi syarat $\phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan bahwa kolom K2 masih dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

3. Kolom K3 (450 × 450)

Dimensi kolom	= 450 mm × 450 mm
Tinggi kolom (h)	= 450 mm
Lebar kolom (b)	= 450 mm
Selimut beton (Sb)	= 40 mm
Tulangan longitudinal	= 8 D 19
Tulangan sengkang	= 4 Ø13 – 100 (tumpuan)
	= 4 Ø13 – 100 (lapangan)
Mutu beton (f'c)	= 25 MPa

Mutu baja (f_y)	= 280 MPa
Faktor reduksi aksial kolom (Φ)	= 0,65
Faktor reduksi geser kolom (Φ)	= 0,75
Gaya aksial <i>ultimate</i> terbesar (P_u)	= 39,920 kN
Kuat geser <i>ultimate</i> terbesar (V_u)	= 79,339 kN

a. Analisis Kekuatan Aksial Penampang Kolom

1) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 450 \text{ mm} \times 450 \text{ mm} \\
 &= 202500 \text{ mm}^2 \\
 A_{st} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \times 8 \\
 &= 2269,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Kapasitas aksial kolom

$$\begin{aligned}
 P_o &= 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y \\
 &= 0,85 \times 25 \times (202500 \text{ mm}^2 - 2269,14 \text{ mm}^2) + (2269,14 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa}) \\
 &= 4890264,97 \text{ N} \\
 &= 4890,264 \text{ kN} \\
 P_{n,max} &= 0,80 \times P_o \\
 &= 0,80 \times 4890,264 \text{ kN} \\
 &= 3912,211 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Cek syarat kekuatan aksial penampang

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &\geq P_u \\
 0,65 \times 3912,211 \text{ kN} &\geq 39,920 \text{ kN} \\
 2542,937 \text{ kN} &\geq 39,920 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi, dari hasil perhitungan kapasitas aksial penampang kolom K3 didapatkan bahwa kekuatan aksial kolom tersebut memenuhi syarat $\Phi P_n \geq P_u$ sehingga dapat disimpulkan kolom K3 masih mampu menahan beban aksial yang bekerja setelah alihfungsi bangunan.

b. Analisis Kapasitas Geser Kolom

1) Nilai kuat beton (V_c)

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_w d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{39,920 \text{ kN}}{14 \times 202500 \text{ mm}^2} \right) \times 1,00 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 450 \text{ mm} \times (0,8 \times 450 \text{ mm}) \\
 &= 137701,939 \text{ N} \\
 &= 137,701 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Pemeriksaan kemampuan penampang

$$V_u \leq \Phi(V_c + 0,66 \times \sqrt{f'_c} \times b_w d)$$

$$79,339 \text{ kN} \leq 0,75 \left(137,701 \text{ kN} + 0,66 \times \sqrt{25 \text{ MPa}} \times 450 \text{ mm} \times (0,8 \times 450 \text{ mm}) \right)$$

$$79,339 \text{ kN} \leq 401,053 \text{ kN}$$

3) Luasan tulangan aktual

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 4 \\ &= 531,143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4) Perhitungan V_s

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s}$$

V_s tumpuan

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{531,143 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times (0,8 \times 450 \text{ mm})}{100} \\ &= 535392,144 \text{ N} \\ &= 535,392 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_s lapangan

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{531,143 \text{ mm}^2 \times 280 \text{ MPa} \times (0,8 \times 450 \text{ mm})}{100} \\ &= 535392,144 \text{ N} \\ &= 535,392 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan V_n

$$V_n = V_c + V_s$$

V_n tumpuan

$$\begin{aligned} V_n &= 137,701 \text{ kN} + 535,392 \text{ kN} \\ &= 673,093 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_n lapangan

$$\begin{aligned} V_n &= 137,701 \text{ kN} + 535,392 \text{ kN} \\ &= 673,093 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Cek syarat kekuatan geser

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Tumpuan

$$\begin{aligned} 0,75 \times 673,093 \text{ kN} &\geq 79,339 \text{ kN} \\ 504,820 \text{ kN} &\geq 79,339 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lapangan

$$\begin{aligned} 0,75 \times 673,093 \text{ kN} &\geq 79,339 \text{ kN} \\ 504,820 \text{ kN} &\geq 79,339 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, nilai kekuatan geser pada kolom K3 pada lapangan maupun tumpuan memenuhi syarat $\Phi V_n \geq V_u$, sehingga dapat disimpulkan

bahwa kolom K3 masih dapat menahan gaya geser yang terjadi setelah alihfungsi bangunan.

4.9 Rekapitulasi Hasil

Perubahan pembebanan dari gedung Rumah Sakit Jantung Kabupaten Tanjung menjadi Gedung Balai Latihan Kerja terdapat pada perubahan beban hidup yang diterima. Berdasarkan SNI 1727:2020, beban yang diterima gedung rumah sakit adalah sebesar 2,87 kN/m² untuk ruang operasi dan lab, 1,92 kN/m² untuk ruang pasien dan 3,83 kN/m² untuk koridor diatas lantai pertama. Untuk Beban yang diterima Balai Latihan Kerja yang termasuk dalam ruang pertemuan adalah 4,79 kN/m² untuk ruang pertemuan dan 4,79 kN/m² untuk koridor. Berdasarkan hasil analisis, didapatkan bahwa struktur Gedung Balai Latihan Kerja dapat menopang perubahan beban yang terjadi. Secara fisik gedung Balai Latihan Kerja juga masih dalam keadaan yang baik. Berikut merupakan rekapitulasi hasil analisis struktur atas gedung Balai Latihan Kerja:

Tabel 4.12 Rekapitulasi Hasil

No.	Komponen	Hasil	SNI
1.	Ketidak Beraturan Horizontal	Tidak mengalami Ketidak beraturan	SNI 1726:2019
2.	Ketidak Beraturan Verikal	Tidak mengalami Ketidak beraturan	SNI 1726:2019
3.	Redundansi	$\rho = 1$ karena memenuhi syarat redundansi	SNI 1726:2019
4.	Jumlah Ragam	12	SNI 1726:2019
5.	Periode	$T_{max} = 0,919$ detik	SNI 1726:2019
	- Sumbu X	0,801 detik	
	- Sumbu Y	0,833 detik	
6.	Koefisien Seismik	0,053	SNI 1726:2019
7.	Geser Dasar	119,923 kN	SNI 1726:2019
7.	Desain Respon Terkombinasi		SNI 1726:2019
	- Sumbu X	1505,7720	
	- Sumbu Y	9242,8610	
8.	Simpangan Antar Tingkat	Simpangan antar tingkat < Simpangan izin	SNI 1726:2019
9.	P-Delta	Nilai $\theta < 0,1$ (Mmenuhi syarat)	SNI 1726:2019
10.	Analisis Pelat Lantai	$V_u < \phi V_n$ 14,992 kN < 58,750 kN (OK)	SNI 2847:2019
11.	Analisis Balok		
	Balok B1		
	- Momen Lentur	337,759 kNm $\geq$ 89,959 kNm	
	- Kuat Geser Nominal	228,18 kN $\geq$ 136,29 kN	
	- Balok B2		
	- Momen Lentur	313,240 kNm $\geq$ 117,95 kNm	
	- Kuat Geser Nominal	229,186 kN $\geq$ 219,095 kN	
	- Balok B3		
	- Momen Lentur	194,803 kNm $\geq$ 72,411 kNm	
	- Kuat Geser Nominal	139,114 kN $\geq$ 92,392 kN	SNI 2847:2019

Tabel 4.12 Rekapitulasi Hasil (Lanjutan)

-	Balok B1A	
-	Momen Lentur	309,168 kNm $\geq$ 78,018 kNm
-	Kuat Geser Nominal	284,840 kN $\geq$ 95,272 kN
-	Balok B2A	
-	Momen Lentur	280,577 kNm $\geq$ 102,778 kNm
-	Kuat Geser Nominal	222,277 kN $\geq$ 115,462 kN
-	Balok B3A	
-	Momen Lentur	178,752 kNm $\geq$ 102,778 kNm
-	Kuat Geser Nominal	116,050 kN $\geq$ 107,830 kN
12.	Analisis Kolom	
-	Kolom K1	
-	Kekuatan Aksial	3647,937 kN $\geq$ 615,137 kN
-	Kapasitas Geser	645,073 kN $\geq$ 63,935 kN
-	Kolom K2	
-	Kekuatan Aksial	3067,812 kN $\geq$ 28,899 kN
-	Kapasitas Geser	573,661 kN $\geq$ 115,599 kN
-	Kolom K3	
-	Kekuatan Aksial	2542,937 kN $\geq$ 39,920 kN
-	Kapasitas Geser	504,820 kN $\geq$ 79,339 kN

SNI
2847:2019

SNI
2847:2019