

BAB 5

HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Perencanaan Struktur

Spesifikasi data bangunan yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Fungsi Bangunan : Aula Pertemuan
- Tinggi Bangunan : 16 m (tinggi struktur tidak termasuk atap)
- Lokasi Bangunan : Manokwari, Papua Barat
- Tinggi Antar Lantai :
- Lantai Basement – Lantai 1 : 4 m
 - Lantai 1 – lantai Atap : 4 m
- Mutu Beton (f'_c) : 25 Mpa
- Mutu Baja (f_y) :
- $F_y \phi < 12 \text{ mm}$: 240 Mpa
 - $F_y \phi \geq 12 \text{ mm}$: 420 Mpa
- Dimensi Eksisting Pelat :

Tabel 5.1 Dimensi Pelat

No	Notasi Pelat	Dimensi Pelat (mm)
1	SLAB	150 mm

(Sumber : Cv. *Amazing Papua Consultant*, 2023)

Dimensi Eksisting Balok :

Tabel 5.2 Dimensi Balok

No	Notasi Balok	Dimensi Balok (mm)
1	S1	300 x 400
2	B1	WF 300 x 150 x 9 x 6,5
3	B2	WF 200 x 100 x 8 x 5,5
4	B4	WF 350 x 175 x 7 x 11
5	B5	WF 400 x 200 x 8 x 13
6	B6	WF 500 x 200 x 10 x 16
7	B7	WF 250 x 125 x 6 x 9
8	B8	WF 150 x 150 x 7 x 10
9	B9	WF 300 x 300 x 10 x 15

(Sumber : Cv. *Amazing Papua Consultant*, 2023)

Dimensi Eksisting Kolom :

Tabel 5.3 Dimensi Kolom

No	Notasi Kolom	Dimensi Kolom (mm)
1	K1	600 x 600
2	C1	WF 300 x 300 x 15 x 10
3	C2	WF 300 x 300 x 13 x 8
4	C3	WF 400 x 400 x 21 x 13

(Sumber : Cv. *Amazing Papua Consultant*, 2023)

5.2 Perhitungan Kategori Desain Seismik

Perhitungan kategori desain seismic bertujuan untuk mengetahui nilai-nilai parameter gempa sesuai dengan lokasi perencanaan gedung yang mengacu pada SNI 1726 – 2019.

1. Menentukan kategori risiko struktur bangunan

Kategori risiko struktur bangunan ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan yang mengacu pada SNI 1726-2019; Pasal 4.1.2; Tabel Hal-24.

Tabel 5.4 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa

Gedung dan nongedung yang memiliki risiko terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:	Kat
- Bioskop	III
- Gedung pertemuan	
- Stadion	
- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat	
- Fasilitas penitipan anak	
- Penjara	
- Bangunan untuk orang jompo	

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan tabel di atas bangunan dengan jenis pemanfaatan sebagai fasilitas pertemuan termasuk kategori risiko III.

2. Menentukan faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa (I_e) diambil berdasarkan kategori risiko struktur bangunan sesuai Tabel 5.1 yaitu kategori risiko III. Nilai (I_e) terdapat pada SNI 1726 : 2019; Tabel 4; Hal-25

Tabel 5.5 Faktor keutamaan gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

3. Menentukan kelas situs

Kelas situs pada gedung ini mengikuti hasil data penyelidikan tanah dengan sondir. Jenis tanah yang digunakan adalah tanah keras dan tergolong kelas situs SC

4. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s dan S_1)

Nilai S_s (parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode pendek) dan S_1 (parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk periode 1,0 detik) pada penelitian ini diperoleh dari website rsa.ciptakarya.pu.go.id. Dengan memasukkan lokasi perencanaan bangunan didapatkan nilai S_s untuk daerah Manokwari adalah 2,5133 dan S_1 adalah 0,8508

5. Menentukan faktor koefisien situs (F_a dan F_v)

Nilai F_a (factor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek) diperoleh berdasarkan nilai S_s dan kelas situs yang terdapat pada SNI 1726:2019; Tabel 6; Hal-34. Sedangkan nilai F_v (factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik) diperoleh berdasarkan nilai S_1 dan kelas situs yang terdapat pada SNI 1726 : 2019 ; Tabel 7; Hal 34.

Tabel 5.6 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Terpetakan pada Periode Pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.7 Koefisien situs F_v

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R) Terpetakan pada Periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2
SF	$S1^{(a)}$					

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan Tabel 5.3 dan Tabel 5.4 dapat diketahui nilai F_a adalah 1,2 dan F_v adalah 1,4.

6. Menentukan parameter respons spectral percepatan (S_{MS} dan S_{M1})

Nilai S_{MS} dan S_{M1} diperoleh dari persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a S_s \\ &= 1,2 \times 2,5133 \\ &= 3,01596 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v S_1 \\ &= 1,4 \times 0,8508 \\ &= 1,1911 \end{aligned}$$

7. Menentukan parameter percepatan spektral desain (S_{DS} dan S_{D1})

Parameter percepatan spektral desain pada periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) dihitung menggunakan persamaan pada SNI 1726:2019; Pasal 6.3; Hal-35 sebagai berikut.

Diperoleh nilai S_{DS} dan S_{D1} sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 3,01596 \\ &= 2,0106 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,1911 \\ &= 0,7941 \end{aligned}$$

8. Menentukan kategori desain seismik

Menurut SNI 2847:2019; Pasal 18.2.1.1 ; Hal 360, semua struktur harus dikenakan suatu kategori desain seismic (KDS) sesuai SNI 1726. Penentuan kategori desain seismic diperoleh berdasarkan nilai S_D s dan S_{D1} sesuai pada SNI 1726:2019; Pasal 6.5; Tabel 8 dan 9; Hal 37.

Tabel 5.8 Kategori desain seismic berdasarkan parameter respons parameter percepatan pada periode pendek.

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

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.9 Kategori desain seismic berdasarkan parameter respons parameter percepatan pada periode 1 detik.

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan Tabel 5.8 dan 5.9 dengan mempertimbangkan nilai S_{DS} sebesar 2,0106 dan S_{D1} sebesar 0,7941 serta struktur gedung yang termasuk kategori risiko III, maka ditetapkan bangunan berada pada Kategori Desain Seismik D (KDS D).

9. Menentukan system struktur berdasarkan KDS

Struktur yang masuk dalam KDS D, E atau F dapat terkena guncangan tanah yang kuat. Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal R18.2; Hal 361, system struktur beton pemikul gaya seismic yang berlaku untuk KDS D, E atau F adalah rangka pemikul momen khusus, dinding structural khusus atau kombinasi keduanya. Sistem pemikul gaya seismic yang digunakan pada penelitian ini adalah Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

SNI 1726:2019; Pasal 7.2.2; Tabel 12; Hal 50 mencantumkan batasan sistem dan tinggi struktur untuk KDS D yang menggunakan SRPMK adalah tidak dibatasi (TB).

Tabel 5.10 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk system pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
C. Sistem rangka pemikul momen momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang Pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3	3½	10	10	10	10	10

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan table diatas dapat diketahui parameter yang akan digunakan pada analisis beban gempa yaitu sebagai berikut.

Koefisien modifikasi respons (R) = 8

Faktor kuat lebih system (Ω_0) = 3

Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

5.3 Preliminary Design

5.3.1 Dimensi Balok

Ketentuan dimensi balok diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1.1; Tabel 9.3.1.1 untuk tinggi balok minimum dan Pasal 18.6.2.1; Poin (b) untuk lebar balok SRPMK.

1. Balok B1 (300/700)

$$\text{Bentang (L)} = 10000 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : Tinggi balok (h)} \geq \text{tinggi minimum balok (h}_{\min})$$

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{10000}{16} \\ &= 625 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_{B1} = 700 \text{ mm} \geq h_{\min} \text{ (OK)}$$

Maka tinggi balok induk memenuhi syarat tinggi minimum balok

$$\text{Syarat : Lebar balok (b}_w) > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 0,3h &= 0,3 \cdot 700 \\ &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{B1} = 300 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

2. Balok B2 (300/600)

$$\text{Bentang (L)} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : Tinggi balok (h)} \geq \text{tinggi minimum balok (h}_{\min})$$

$$\begin{aligned} h_{\min} &= 7000/16 \\ &= 437,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_{B2} = 600 \text{ mm} \geq h_{\min} \text{ (OK)}$$

Maka tinggi balok induk memenuhi syarat tinggi minimum balok

$$\text{Syarat : Lebar balok (b}_w) > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 0,3h &= 0,3 \cdot 600 \\ &= 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{B2} = 300 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

3. Balok B3 (300/500)

$$\text{Bentang (L)} = 7000 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : Tinggi balok (h)} \geq \text{tinggi minimum balok (h}_{\min})$$

$$\begin{aligned} h_{\min} &= 7000/16 \\ &= 437,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_{B3} = 500 \text{ mm} \geq h_{\min} \text{ (OK)}$$

Maka tinggi balok induk memenuhi syarat tinggi minimum balok

Syarat : Lebar balok (b_w) $> 0,3h$ dan 250 mm

$$\begin{aligned} 0,3h &= 0,3 \cdot 500 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{B3} = 300 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

4. Balok Anak (250/500)

$$\text{Bentang (L)} = 6000 \text{ mm}$$

Syarat : Tinggi balok (h) $\geq$ tinggi minimum balok ($h_{\min}$)

$$\begin{aligned} h_{\min} &= L/16 \\ &= 6000/16 \\ &= 375 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_{BA} = 500$$

Maka tinggi balok anak memenuhi syarat tinggi minimum balok.

Syarat : Lebar balok (b_w) $> 0,3h$ dan 250 mm

$$\begin{aligned} 0,3h &= 0,3 \cdot 500 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_{BA} = 250 > 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm (OK)}$$

5.3.2 Dimensi Pelat

Ketentuan ketebalan pelat lantai yang memiliki balok disemua sisinya diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 8.3.1.2; Tabel 8.3.1.2; Hal 134.

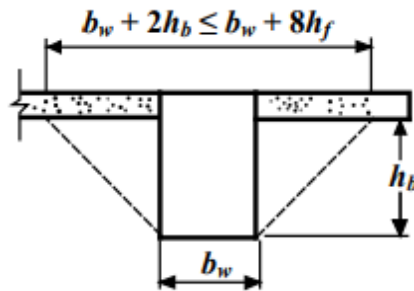
Balok B3 (300/700)

Kolom (700/700) **Asumsi**

Tebal awal pelat diasumsikan 150 mm **Asumsi**

Persyaratan tebal pelat dihitung dari persamaan (1) atau (2), sehingga a_{fm} harus dihitung terlebih dahulu. Oleh karena itu nilai I_b , I_s dan a_f untuk balok dan pelat dalam arah panjang maupun pendek harus ditentukan terlebih dahulu.

Untuk konstruksi monolit atau konstruksi komposit penuh, sebagian dari pelat sebagai sayap merupakan bagian dari balok maka akan digunakan aturan sesuai SNI 2847:2019; Pasal R8.4.1.8; Hal. 138



Menentukan Panjang sayap

$$b_w + 2h_b \leq b_w + 8h_f$$

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

$$h_b = (700-150) \\ = 550 \text{ mm}$$

$$b_w + 2h_b = 300 + 2(550) \\ = 1400 \text{ mm}$$

$$b_w + 8h_f = 1500 \text{ mm}$$

digunakan hasil terkecil yaitu 1400 mm

Menentukan titik berat penampang dengan mengambil statis momen terhadap sisi atas sayap.

$$\begin{aligned} \text{Luas sayap} &= h_f \times b_e \\ &= 150 \times 1400 \\ &= 210000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas badan} &= b_w \times h_b \\ &= 300 \times 550 \\ &= 165000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Total} &= \text{Luas sayap} + \text{Luas badan} \\ &= 375000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menentukan titik berat penampang

$$\begin{aligned} \bar{Y} &= (\text{L.sayap} \times \text{jarak titik berat sayap ke permukaan sayap}) + (\text{L.badan} \times \text{jarak titik berat badan ke permukaan sayap}) / \text{Luas Total} \\ &= \frac{(210000 \times 75) + (165000 \times 425)}{375000} \\ &= 229 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung momen inersia

$$\begin{aligned}
I_b &= 1/12 \times b_e \times h_f^3 + (L. \text{ sayap} \times \text{jarak titik berat sayap ke titik berat penampang}^2) + (1/12 \times b_w \times h_b^3 + (L. \text{ badan} \times \text{jarak titik berat badan ke titik berat penampang}^2) \\
&= \left(\frac{1}{12} \times 1400 \times 150^3\right) + (210000 \times 154^2) + \left(\frac{1}{12} \times 300 \times 550^3\right) + (165000 \times 196^2) \\
&= 15872125000
\end{aligned}$$

Menghitung momen inersia pelat arah melintang

$$\begin{aligned}
I_L &= 1/12 \times L_y \times h_f^3 \\
&= 1/12 \times (5000-700) \times 150^3 \\
&= 1406250000 \\
a_{fl} &= E_{Ib} / E_{IL} \\
&= 15872125000 / 1406250000 \\
&= 11,287
\end{aligned}$$

Menghitung momen inersia pelat arah memanjang

$$\begin{aligned}
I_L &= 1/12 \times L_y \times h_f^3 \\
&= 1/12 \times (10000-700) \times 150^3 \\
&= 2812500000 \\
a_{fs} &= E_{Ib} / E_{IL} \\
&= 15872125000 / 2812500000 \\
&= 5,643 \\
a_{fm} &= (a_{fl} + a_{fs})/2 \\
&= 8,465 \\
\beta &= \frac{Ln x}{Ln y} \\
&= (10000 - 700) / (5000 - 700) \\
&= 2,163
\end{aligned}$$

Karena $a_{fm} > 2,0$ maka nilai h_{min} dicari dengan persamaan (2)

$$\begin{aligned}
h_{min} &= \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \\
&= \frac{4300(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + 9(2,163)} \\
&= 182,045 > 90 \text{ mm } \textbf{(OK)}
\end{aligned}$$

Maka tebal pelat dapat digunakan yaitu 150 mm

5.3.3 Dimensi Kolom

Beban yang dipikul oleh kolom K1 Lantai 1 dengan tributary area seluas 25m^2 adalah.

1. Menghitung beban pelat

$$\begin{aligned}\text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{tebal pelat} \\ &= 24 \times 0,15 \\ &= 3,6 \text{ kN/m}^3 \\ \text{SIDL pelat} &= 1,177 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Beban hidup} &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\ \text{W pelat} &= \text{selfweight} + \text{SIDL pelat} + \text{beban hidup} \\ &= 3,6 + 1,177 + 4,79 \\ &= 9,567 \text{ kN/m}^2 \\ \text{W}_T \text{ pelat} &= w \text{ pelat} \times 25 \\ &= 9,567 \times 25 \\ &= 239,175 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Menghitung Beban Balok induk 300/700 Bentang 5m

$$\begin{aligned}\text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{lebar balok} \times \text{tinggi balok} \\ &= 24 \times 0,30 \times 0,7 \\ &= 5,04 \text{ kN/m}^2 \\ \text{W}_T \text{ balok induk} &= W_{\text{balok induk}} \times 8,8 \text{ m} \\ &= 5,04 \times 8,6 \\ &= 44,344 \text{ kN}\end{aligned}$$

3. Menghitung beban balok anak

$$\begin{aligned}\text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{lebar balok} \times \text{tinggi balok} \\ &= 24 \times \frac{1}{2} \times 0,25 \times 0,50 \\ &= 1,5 \text{ kN/m}^3 \\ \text{W}_T \text{ balok anak} &= W_{\text{balok anak}} \times (2,35 \times 4) \\ &= 1,5 \times (2,35 \times 4) \\ &= 14,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

4. Menghitung beban kolom diatas kolom yang ditinjau

$$\begin{aligned}\text{Selfweight} &= \text{Berat jenis beton} \times \text{dimensi penampang kolom} \\ &= 24 \times 0,7 \times 0,7\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{kolom}} &= 11,76 \text{ kN/m}^3 \\
 W_T \text{ kolom atas} &= W_{\text{kolom}} \times \text{tinggi kolom} \\
 &= 11,76 \times 4 \\
 &= 47,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Kalkulasi beban *tributary area*

$$\begin{aligned}
 \text{Beban total (P)} &= \text{Mu } W_T \text{ pelat} + \text{Mu } W_T \text{ balok induk} + \text{Mu } W_T \text{ balok anak} + \text{Mu } W_T \text{ kolom} \\
 &= 342,509 \text{ kN} + 60,682 \text{ kN} + 19,74 \text{ kN} + 65,856 \text{ kN} \\
 &= 488,8 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 488786,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

6. Menentukan dimensi perkiraan kolom

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{P}{\tau} \\
 \tau &= 0,3 \times f'_c \\
 &= 0,3 \times 25 \\
 &= 7,5 \text{ N/mm}^2 \\
 A &= \frac{488786,6}{7,5} \\
 &= 65171,55 \\
 \text{Sisi kolom} &= \sqrt{65171,55} \\
 &= 255 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan yang sama dilakukan untuk lantai 1 s/d 3 maka diperoleh hasil sebagai berikut.

Tabel 5.11 Preliminary design kolom tengah berdasarkan beban gravitasi

No	Lantai	<i>Tributary Area</i>	<i>Pu Kolom</i>	<i>Ag</i>	<i>Sisi</i>	<i>Dimensi Pakai</i>	<i>Tipe Kolom</i>
		m2	N	mm2	mm	mm	
1	Atap	6,1875	46215	6162	100	400 x 400	K4/KL
2	Lantai 3	39	280065	36048	200	500 x 500	K3
3	Lantai 2	30	335520	44736	250	500 x 500	K3
4	Lantai 1	25	277898	37053,1	255	600 x 600	K2
5	Basement	25	282650	37686,7	255	700 x 700	K1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan tabel diatas maka kolom K1 (700 x 700 mm), K2 (600 x 600mm), K3 (500x500mm) dan K4/KL (400x400mm) dapat digunakan. Persyaratan

dimensi untuk kolom SRPMK terdapat pada SNI 2847-2019; Pasal 18.7.2.1; Hal. 38, sebagai berikut :

1. Dimensi penampang terkecil tidak kurang dari 300mm

$$b_{\min} = 300$$

$$b_{\text{pakai}} = 700 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

2. Rasio penampang terkecil tidak kurang dari 0,4

$$\frac{b}{h} = \frac{700}{700}$$

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

Maka dimensi kolom K1, K2, K3 dan K4 memenuhi syarat dimensi kolom SRPMK.

5.4 Analisa Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan ulang gedung ini meliputi dua jenis analisa pembebanan yaitu beban gravitasi dan beban gempa. Beban gravitasi adalah beban yang diakibatkan oleh gaya gravitasi. Beban gravitasi terdiri dari beban mati (dead load) dan beban hidup (live load). Peraturan yang mengatur pembebanan terhadap gedung adalah SNI 1727-2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain. Beban-beban yang bekerja pada perencanaan ulang gedung Mambruk kabupaten Manokwari dapat diklasifikasikan sebagai berikut.

5.4.1 Beban Mati

Berat seluruh komponen struktur gedung yang terpasang merupakan beban mati. Terdapat dua kategori beban mati yaitu beban mati akibat berat sendiri struktur yang disebut *dead load (DL)* merupakan berat dari balok, kolom dan pelat, dan beban mati tambahan akibat berat diluar berat sendiri seperti berat dinding, plafon, dan lain-lain disebut sebagai *super imposed dead load (SIDL)*.

Tabel 5.12 Beban Mati

No	Material/komponen	Berat kN/m ³	Berat (kN/m ²)
1	Beton Bertulang	24	
2	Dinding bata ½		2,50
3	Plafond		0,008
4	Curtain wall kaca clear Glass	25,1	0,301
5	MEP		0,25
6	Keramik	23,6	0,24
7	Spesi	20,4	0,816
8	Waterprofing + screed	18,0	0,36

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

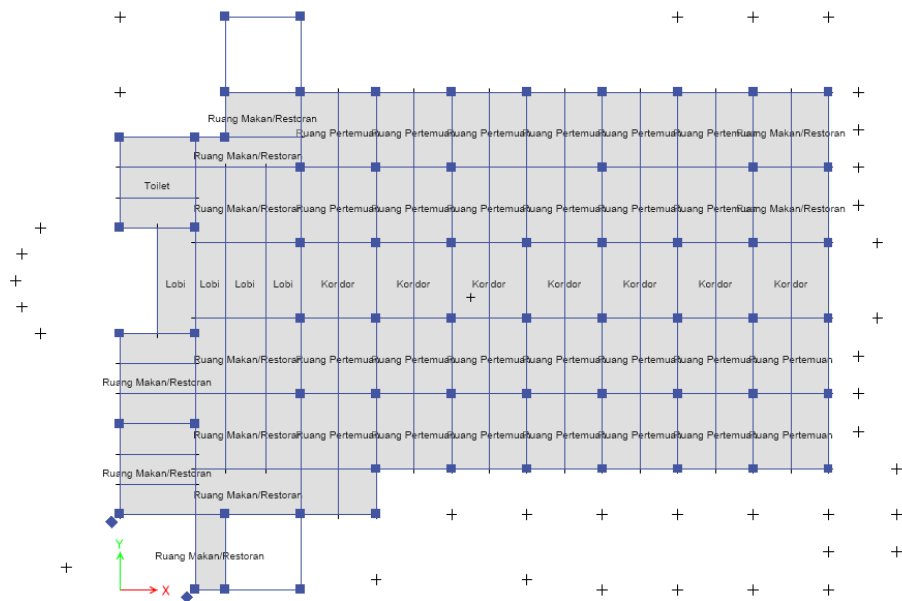
5.4.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang dapat bergerak dan juga berpindah-pindah. Berikut beban hidup yang diperhitungkan.

Tabel 5.13 Beban Hidup

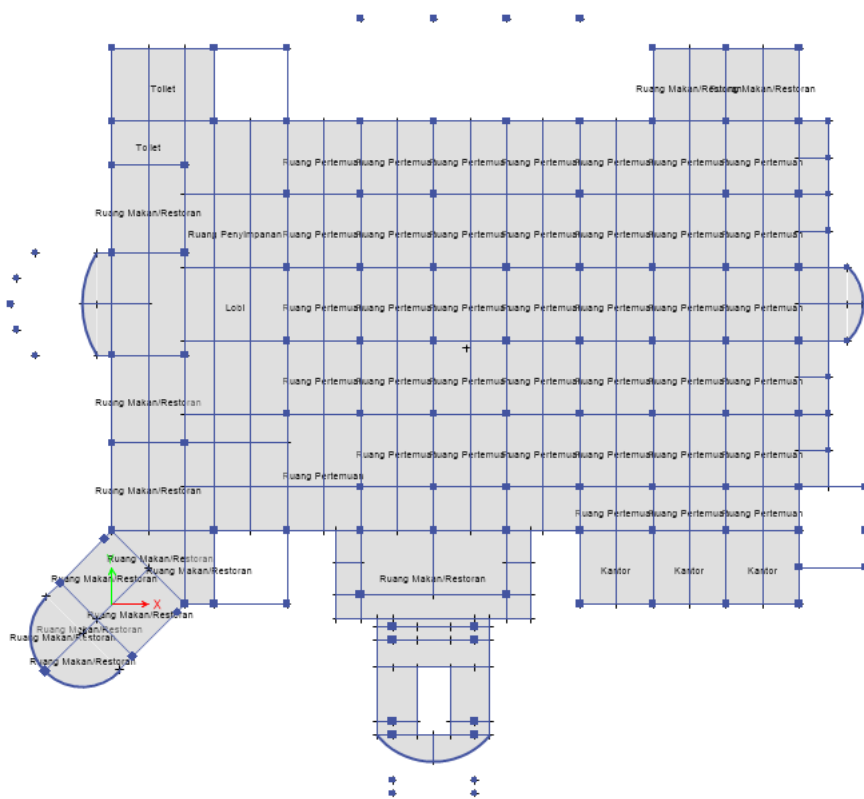
No	Fungsi Ruang	Berat (kN/m ²)
1	Ruang Kantor	2,4
2	Lobi	4,79
3	Ruang Penyimpanan	7,18
4	Koridor	4,79
5	Koridor diatas lantai pertama	3,83
6	Ruang Makan/restoran	4,79
7	Ruang pertemuan	4,79
8	Toilet	2,87
9	Atap	0,96

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



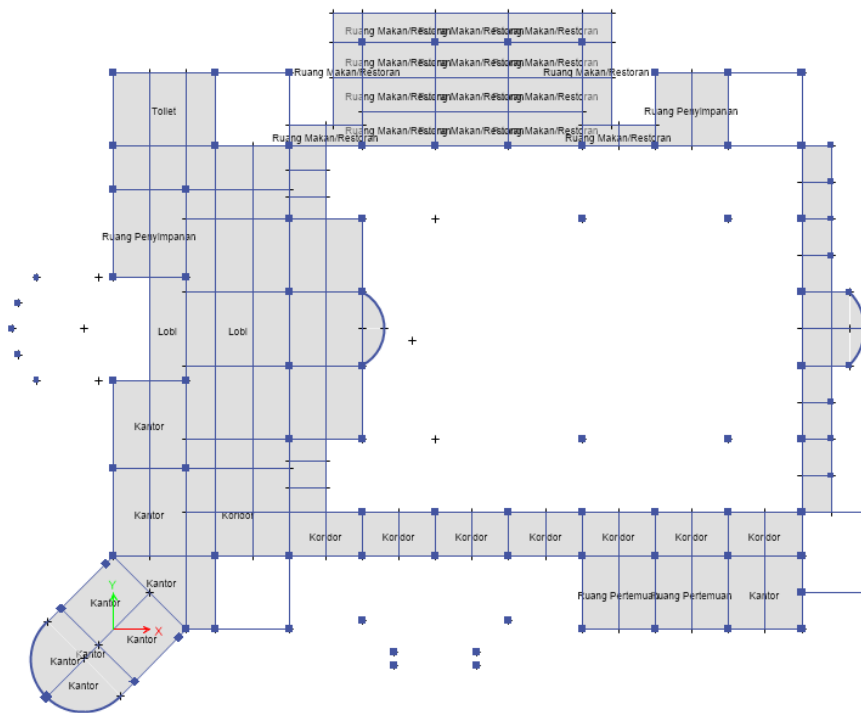
Gambar 5.1 Pola Beban Hidup Lantai 1

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



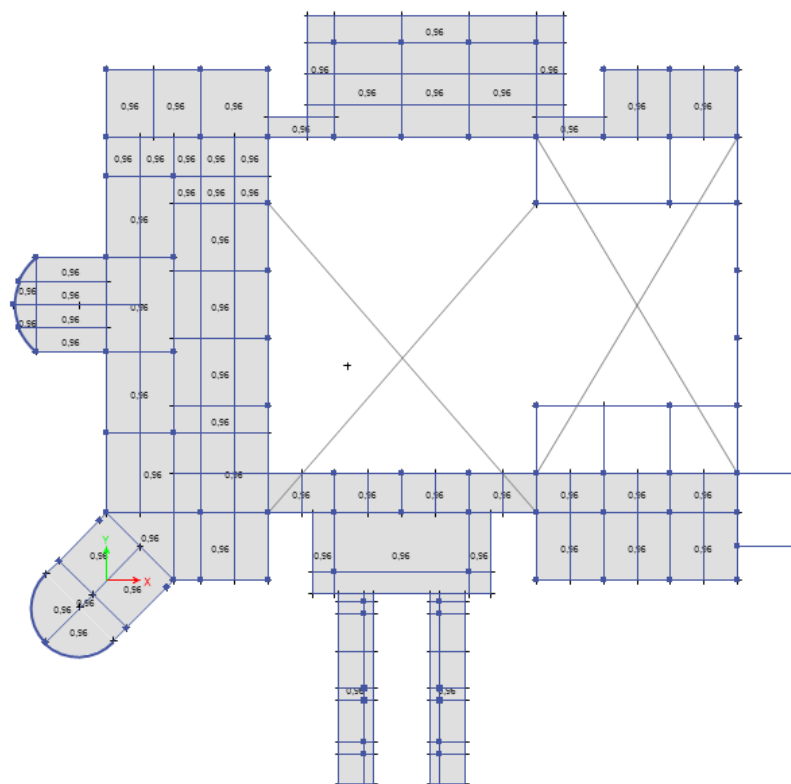
Gambar 5.2 Pola Beban Hidup Lantai 2

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5.3 Pola Beban Hidup Lantai 3

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5. 4 Pola Beban Hidup Lantai 4

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.4.3 Beban SIDL Lantai 1-3

SIDL (*Super Imposed Dead Load*) merupakan beban mati tambahan pada lantai 1 s/d 3 yang terdiri dari beban SIDL lantai, dinding, kaca, dan ACP. Perhitungan beban SIDL lantai adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Plafond gypsum} &= 0,008 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Suspended steel channel system} &= 0,10 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{MEP} &= 0,25 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Keramik (t = 2 cm)} &= 0,472 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Spesi (t = 4 cm)} &= \underline{0,816 \text{ kN/m}^2} \\
 &= 1,646 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan hasil rekapitulasi beban mati tambahan untuk lantai 1 sampai dengan lantai 3

Tabel 5.14 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 1

No	Jenis Beban	Beban	Luas	Berat	Total
			(m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1223,2	1,646	2013,39
3	Mati	SIDL dinding bata	506,6	2,5	1266,50
4	Mati	SIDL Kaca	170	0,301	51,17

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.15 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 2

No	Jenis Beban	Beban	Luas	Berat	Total
			(m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1838	1,646	3025,35
3	Mati	SIDL dinding bata	666	2,5	1665,00
4	Mati	SIDL Kaca	478,02	0,301	143,88

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.16 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 3

No	Jenis Beban	Beban	Luas	Berat	Total
			(m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1054,9515	1,646	1736,45
2	Mati	SIDL Atap	59,8705	0,718	42,99
3	Mati	SIDL dinding bata	704,8	2,5	1762,00
4	Mati	SIDL Kaca	633,375	0,301	190,65

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.4.4 Beban SIDL Lantai 4 (Atap dak)

Beban mati tambahan atau SIDL (*Super Imposed Dead Load*) pada lantai atap terdiri dari SIDL atap, dan kaca. Perhitungan beban SIDL lantai adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Plafond gypsum} &= 0,008 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Suspended steel channel system} &= 0,10 \text{ kN/m}^2 \\ \text{MEP} &= 0,25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Waterproofing + screed} &= \underline{0,36 \text{ kN/m}^2} \\ &= 0,718 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berikut adalah hasil rekapitulasi beban mati tambahan untuk atap.

Tabel 5 17 Beban Super Imposed Dead Load (SIDL) Lantai 4 (Atap)

No	Jenis Beban	Beban	Luas	Berat	Total
			(m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1	Mati	SIDL Lantai	1184,0935	1,646	1949,02
3	Mati	SIDL dinding bata	704,8	2,5	1762,00
4	Mati	SIDL Kaca	68	0,301	20,47

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.5 Analisa Beban Gempa

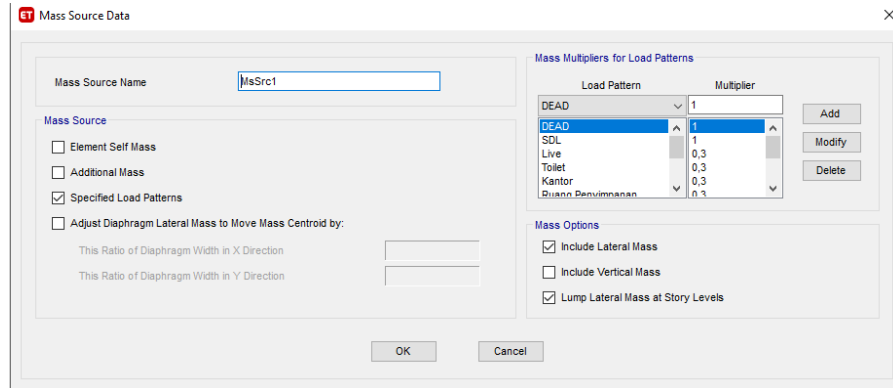
Perencanaan ulang struktur gedung Mambruk dengan menggunakan struktur beton bertulang ini dibangun di daerah manokwari. Sistem struktur yang digunakan adalah system rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Metode dalam perhitungan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus dapat diketahui dari data tanah tempat bangunan yang dibangun. Data tanah bangunan ini menunjukkan hasil berupa tanah keras dan masuk dalam KDS D dan sesuai dengan ketentuan dari system rangka pemikul momen khusus.

5.5.1 Metode *Static Equivalent*

5.5.1.1 Perhitungan Berat Seismik Struktur (W)

Beban gravitasi hitungan manual diinput pada permodelan ETABS sehingga didapatkan output berat sendiri bangunan dari ETABS. Hasil perhitungan dari ETABS kemudian di bandingkan dengan hasil perhitungan manual berat sendiri struktur. Selisi terpenuhi jika nilai presentase kurang dari 5%.

Berat seismik struktur terdiri dari beban mati (dead load), beban mati tambahan (SDL) dan beban hidup (live load). Beban hidup pada penelitian ini direduksi menjadi 30% sesuai dengan ketentuan pada SNI 1726-2019 dan SNI 1727-2020.



Gambar 5.5 *Define Mass Source*

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Berat Seismik Efektif (ETABS)

Total Berat (kN)	
Story 5	235,7
Story 4	8735,2
Story 3	15326,1
Story 2	22266,1
Story 1	17470,7
Total	64033,9

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.19 Persentase Selisih Berat Struktur ETABS dan Manual

Story	Manual	Etabs	Beda (%)
5	241,17	235,711	2%
4	8930,81	8728	2%
3	15662	15354,8	2%
2	22830	22265,3	2%
1	17624	17470,7	1%
Total	65287	64057,6	1,9%

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Perhitungan berat seismik struktur secara manual memiliki perbedaan dengan hasil perhitungan pada permodelan ETABS. Dengan demikian presentase selisih atau nilai eror didapatkan sebesar 1,9%. Syarat eror pada perhitungan berat bangunan adalah 5% maka perhitungan dapat dilanjutkan..

5.5.1.2 Penentuan Periode Getar Struktur

Periode getar struktur dapat ditentukan melalui dua pendekatan sebagaimana diatur dalam SNI 1726-2019; Pasal 7.8.2; Hal. 71, yaitu sebagai berikut :

- a. Pendekatan pertama, menggunakan nilai C_t dan x , yang ditentukan berdasarkan tipe struktur sesuai Tabel 5.25 atau Tabel 18; SNI 1726-2019; Hal. 72

Tabel 5.20 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Berdasarkan Tabel 5. Untuk rangka beton pemikul momen digunakan C_t yaitu 0,0466 dan x yaitu 0,9.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$= 0,0466 \times 20^{0,9}$$

$$T_a = 0,69074 \text{ detik}$$

- b. Pendekatan kedua, menggunakan jumlah tingkat (N) jika tingkat struktur tidak lebih dari 12 tingkat dimana sistem pemikul terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tingkat tinggi sekurang-kurangnya 3m.

$$T_a = 0,1 \times N$$

$$= 0,1 \times 5$$

$$= 0,5 \text{ detik}$$

Hasil perhitungan kedua pendekatan dipilih nilai terbesar yaitu 0,69074 detik sebagai periode fundamental struktur (T_a). Penentuan periode struktur dengan perbandingan hasil dari ETABS maka berlaku ketentuan berikut :

- Jika $T_c > C_u.T_a$, Maka digunakan periode $T = C_u.T_a$
- Jika $T_a < T_c < C_u.T_a$, Maka digunakan periode $T = T_c$
- Jika $T_c < T_a$, maka digunakan periode $T = T_a$

Tabel 5.21 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Nilai C_u dapat ditentukan dengan melihat SNI 1726-2019; Hal. 72. Nilai $SD1$ pada penelitian ini adalah 0,7941 sehingga nilai C_u digunakan adalah 1,4

$$T_{min} = 0,69074 \text{ detik}$$

$$\begin{aligned} T_{maks} &= C_u \cdot T_a \\ &= 1,4 \cdot 0,69074 \\ &= 0,967036 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_c (T_{compute}) : &= 0,558 \text{ detik} \\ &= 0,512 \text{ detik} \end{aligned}$$

Karena nilai $T_{c,x} < T_{maks}$, maka digunakan nilai $T_{c,x}$ dan karena nilai $T_{c,y} < T_{maks}$, maka digunakan nilai $T_{c,y}$. Sehingga periode struktur yang digunakan adalah $T_x = 0,558$ detik dan $T_y = 0,512$ detik.

5.5.1.3 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Gaya geser dasar seismik struktur diatur dalam SNI 1726-2019; Pasal 7.8; Hal. 69. Besaran yang dibutuhkan untuk menghitung gaya geser diantaranya adalah koefisien respon seismik (C_s) dan berat total struktur (W). Berat total struktur telah diperoleh dari Tabel 5.17 yaitu $W = 64033,9$ kN. Sedangkan koefisien respons seismik (C_s) ditentukan dengan cara sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
C_s &= \frac{SD_s}{\frac{R}{I_e}} \\
&= \frac{2,01064}{\frac{8}{1,25}} \\
&= 0,31416
\end{aligned}$$

Karena $T \leq T_L$ maka batas atas yang digunakan adalah:

$$\begin{aligned}
C_{s, maks} &= \frac{SD1}{T \frac{R}{I_e}} \\
&= \frac{0,79408}{0,558 \frac{8}{1,25}}
\end{aligned}$$

$$C_{s maks x} = \frac{0,79408}{0,558 \frac{8}{1,25}} = 0,222357$$

$$C_{s Maks y} = \frac{0,79408}{0,512 \frac{8}{1,25}} = 0,242334$$

$$\begin{aligned}
C_{s, min} &= 0,044 S_d I_e \geq 0,01 \\
&= 0,044 \cdot 2,01064 \cdot 1,25 \geq 0,01 \\
&= 0,11059 \geq 0,01 \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

Karena struktur pada penelitian ini berlokasi pada daerah $S_1 \geq 0,6g$, maka C_s harus tidak kurang dikurang dari:

$$\begin{aligned}
C_{s, maks} &= \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
&= \frac{0,5 \cdot 0,8508}{\left(\frac{8}{1,25}\right)} \\
&= 0,06647 \\
&= 0,31416 \geq 0,06647 \quad \text{OK}
\end{aligned}$$

Untuk arah x :

$$\begin{aligned}
C_{s, min} &\leq C_s \leq C_{s maks x} \\
0,11059 &\leq 0,31416 \leq 0,222357
\end{aligned}$$

C_s x pakai adalah 0,222357

Untuk arah y :

$$\begin{aligned}
C_{s, min} &\leq C_s \leq C_{s maks y} \\
0,11059 &\leq 0,31416 \leq 0,242334
\end{aligned}$$

C_s y pakai adalah 0,242334

Gaya geser dasar seismik ditentukan menggunakan persamaan berikut.

$$V = C_s \cdot W$$

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk arah x} & : \\
 V_x & = C_{s,x} \cdot W \\
 & = 0,222357 \cdot 64033,9 \\
 & = 14238,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk arah y} & : \\
 V_y & = C_{s,y} \cdot W \\
 & = 0,242334 \cdot 64033,9 \\
 & = 15517,58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5.1.4 Distribusi Vertikal Gaya Gempa (Fx)

Besaran gaya geser dasar seismic yang sudah dihitung selanjutnya didistribusikan secara vertical pada tiap tingkat struktur. Gaya gempa ditentukan dengan cara mengalikan faktor distribusi vertical (C_{vx}) dengan gaya geser dasar seismic (V).

Diketahui nilai $T_x = 0,558$ detik dan $T_y = 0,512$ detik, maka nilai k ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2 sebagai berikut :

$$k_x = 1 + \frac{0,558-0,5}{2,5-0,5} (2-1) = 1,029$$

$$k_y = 1 + \frac{0,512-0,5}{2,5-0,5} (2-1) = 1,006$$

Mengikuti SNI 1726-2019; Pasal 7.8.3; Hal-73, persamaan yang digunakan adalah:

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_i \cdot h_i^k}{\sum_i^n w_i \cdot h_i^k}$$

Untuk arah x lantai 4 :

$$\begin{aligned}
 C_{vx} & = \frac{235,711 \cdot 20^{1,029}}{616214,266} \\
 & = 0,00833
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_x & = 0,00833 \times 14238,36 \text{ kN} \\
 & = 118,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk arah y lantai 4 :

$$\begin{aligned}
 C_{vy} & = \frac{235,711 \cdot 20^{1,006}}{584415,7072} \\
 & = 0,0082
 \end{aligned}$$

$$F_y = 0,0082 \times 15517,58 \text{ kN}$$

$$= 127,44 \text{ kN}$$

Hasil perhitungan pada tiap lantai diuraikan pada tabel berikut:

Tabel 5.22 Distribusi vertical gaya gempa statik arah X

Lantai	Tinggi (m)	Tinggi ^k (m)	Massa Lantai (kN)	Wx.Hx ^k (kNm)	Cvx	V (kN)	Shear (kN)
4	20	21,815	235,711	5142,089	0,0083	118,81	118,81
3	16	17,339	8728,002	151465,461	0,246	3499,8	3618,60
2	12	12,896	15354,846	197656,162	0,321	4567,1	8185,68
1	8	8,497	22265,311	189201,043	0,307	4371,7	12557,39
Basement	4	4,164	17470,701	72749,510	0,1181	1681	14238,36
			Sum	616214,266	1		

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.23 Distribusi vertical gaya gempa statik arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Tinggi ^k (m)	Massa Lantai (kN)	Wx.Hx ^k (kNm)	Cvx	V (kN)	Shear (kN)
4	20	20,362	235,711	4799,721	0,0082	127,44	127,444
3	16	16,268	8728,003	142108,106	0,2432	3773,3	3900,741
2	12	12,180	15354,846	186676,302	0,3194	4956,7	8857,427
1	8	8,100	22265,311	180365,079	0,3086	4789,1	13646,535
Basement	4	4,033	17470,701	70466,498	0,1206	1871	15517,583
			Sum	584415,707	1		

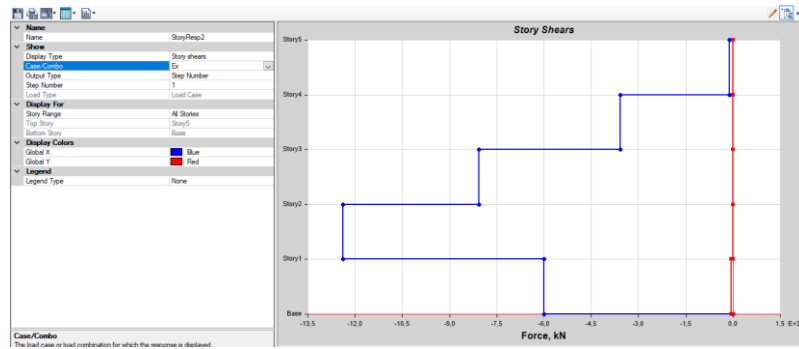
(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Berikut adalah perbandingan gaya geser statik dengan analisis ETABS.

Tabel 5.24 Perbandingan Gaya Geser X manual dan ETABS (EX)

Gaya Geser Statik X		
Manual	ETABS (kN)	Beda
118,81	117,1878	1%
3618,60	3569,0719	1%
8185,68	8073,6379	1%
12557,39	12385,5126	1%
6052,68	6007,1503	1%

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



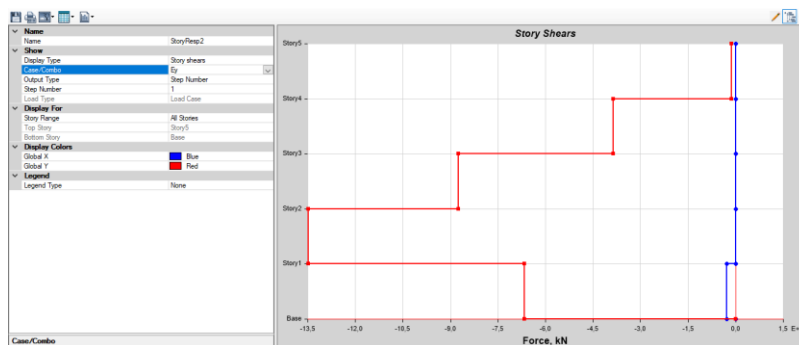
Gambar 5.6 Grafik Gaya Geser EX ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.25 Perbandingan Gaya Geser Y manual dan ETABS (EY)

Gaya Geser Statik X		
Manual	ETABS (kN)	Beda
127,44	125,845	1%
3900,74	3851,81	1%
8857,43	8746,3208	1%
13646,53	13475,3563	1%
6660,16	6663,9552	0,1%

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5.7 Grafik Gaya Geser EY ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

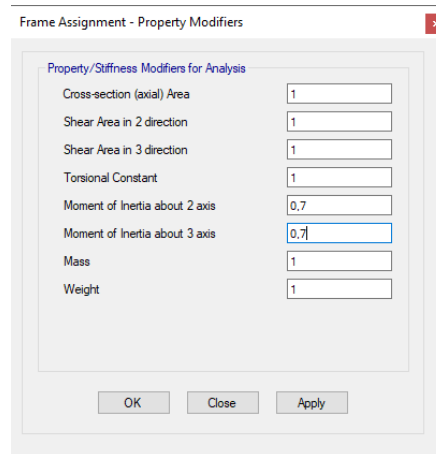
5.5.1.5 Reaksi Kekakuan Inersia Elemen Struktur

Dalam permodelan struktur terdapat dua kondisi permodelan penampang, yaitu kondisi belum tereduksi atau tak retak (*uncracked*) dan kondisi tereduksi atau retak (*cracked*). Kondisi retak pada elemen-elemen struktur perlu diperhatikan sebab akan mempengaruhi perilaku struktur saat menerima beban gempa. Sesuai aturan SNI 2847-2019; Tabel 6.6.3.1.1 (a); Hal-103, besaran inersia elemen struktur yang direduksi adalah sebagai berikut.

- Reduksi elemen kolom sebesar $0,7 I_g$
- Reduksi elemen balok sebesar $0,35 I_g$

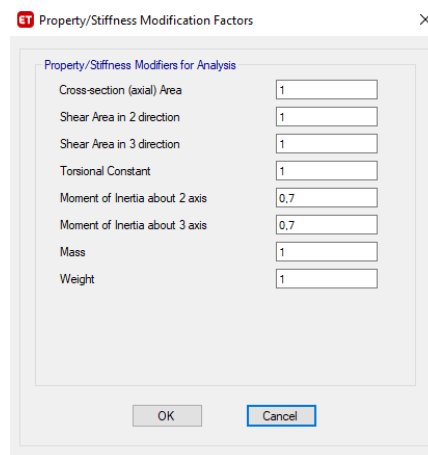
c. Reduksi elemen pelat sebesar $0,25 I_g$

Kondisi eksisting struktur gedung pada penelitian ini menggunakan balok-T sedangkan pada permodelan ETABS, balok dimodelkan sebagai balok persegi. Pada SNI 2847-2019; Pasal R6.6.3.1.1 disebutkan bahwa momen inersia balok-T pada umumnya diambil sebesar $2I_g$ untuk badan. Maka reduksi elemen balok pada permodelan diinput $0,35 \times 2I_g$ atau $0,7 I_g$.



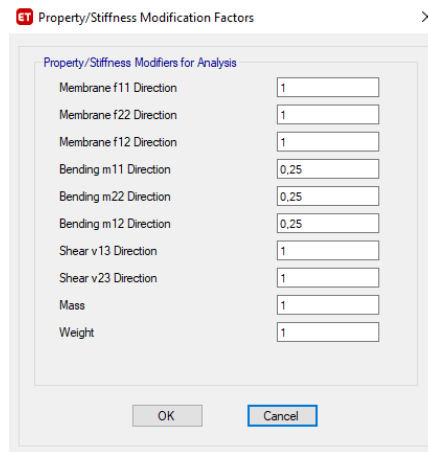
Gambar 5.8 Reduksi inersia kolom pada ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.9 Reduksi Inersia balok pada ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.10 Reduksi Inersia Pelat pada ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.5.2 Metode *Response Spectrum* (RS)

5.5.2.1 Permodelan Gempa *Response Spectrum*

Prosedur memodelkan grafik *response spectrum* diatur dalam SNI 176-2019; Pasal 6.4; Gambar 3; Hal 35-36. Setelah data seismik gempa diperoleh, grafik RS dapat dimodelkan. Berikut adalah langkah memodelkan grafik RS.

1. Menghitung nilai T_0 , T_s , T_L

$$\begin{aligned}T_0 &= 0,2 \frac{SD1}{SDS} \\&= 0,2 \frac{0,79408}{2,01064} \\&= 0,07899 \text{ detik}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T_s &= \frac{SD1}{SDS} \\&= \frac{0,79408}{2,01064} \\&= 0,3949\end{aligned}$$

$$T_L = 6 \text{ detik (sesuai SNI 1726-2019; Gambar 20; Hal. 238)}$$

2. Menghitung nilai percepatan S_a pada periode $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}\right)$$

Contoh $T = 0$

$$\begin{aligned}S_a &= 2,01064 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,07899}\right) \\&= 0,8043 \text{ g}\end{aligned}$$

3. Nilai S_a pada rentang periode $T_0 < T < T_s$

Pada rentang ini nilai S_a adalah konstanta sesuai nilai S_{DS}

4. Nilai S_a pada rentang periode $T_s < T < T_L$

Pada rentang ini, nilai S_a adalah.

$$\begin{aligned}S_a &= \frac{SD1}{T} \\&= \frac{0,79408}{T}\end{aligned}$$

5. Nilai S_a pada rentang periode $T > T_L$

Pada rentang ini, nilai S_a adalah.

$$\begin{aligned}S_a &= \frac{SD1 T_L}{T^2} \\&= \frac{0,79408 \cdot 6}{T^2}\end{aligned}$$

$$= \frac{4,76448}{T^2}$$

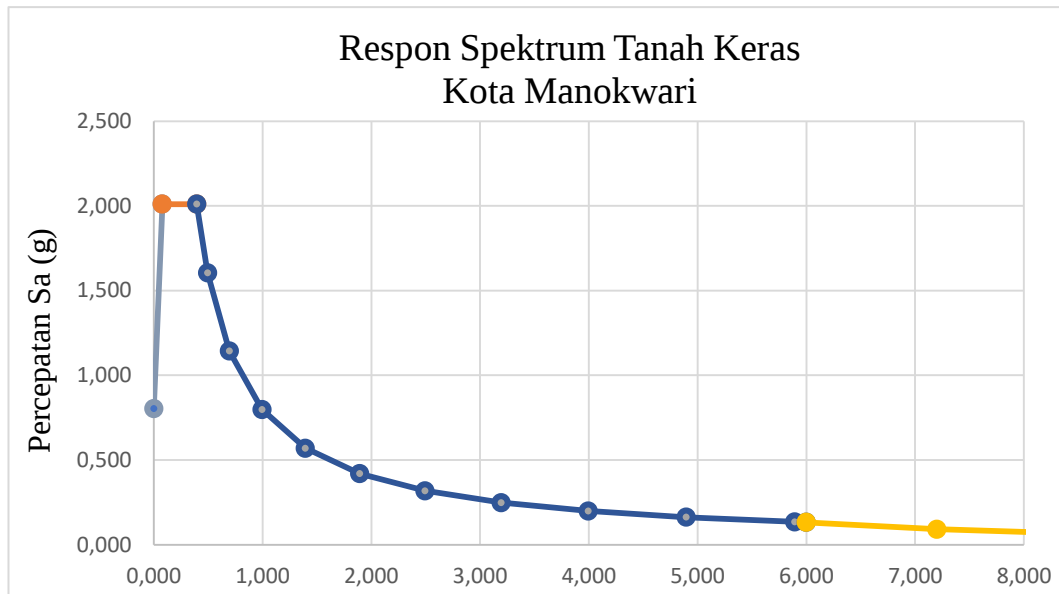
6. Grafik *response spectrum*

Dari persamaan yang diperoleh dari kondisi diatas maka dilakukan analisa dengan menghitung nilai S_a pada periode yang ditentukan sehingga didapatkan hasil sebagai berikut.

Tabel 5.26 Perhitungan Spektrum Respon Percepatan Desain

T (s)	S (g)
0,000	0,804
0,079	2,011
0,395	2,011
0,495	1,604
0,695	1,143
0,995	0,798
1,395	0,569
1,895	0,419
2,495	0,318
3,195	0,249
3,995	0,199
4,895	0,162
5,895	0,135
6,000	0,132
7,200	0,092
8,500	0,066
9,900	0,049
11,400	0,037
13,000	0,028
14,700	0,022

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)



Gambar 5.11 Grafiks Response Spectrum untuk tanah keras kota Manokwari

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

5.5.2.2 Penskalaan Gaya *Response Spectrum* dan Gaya Geser Desain

Grafik *Respons spectrum* yang telah dibuat selanjutnya didefinisikan dalam program ETABS. Pada *load case data*. Beban gempa diberi nama Spek X (untuk gempa arah x) dan pada bagian *load applied* diinput beban gravitasi ($g = 9,8\text{m/s}^2$). Namun aturan SNI 1726-2019; Pasal 7.9.1.2; Hal-77, menyebutkan bahwa nilai g harus dibagi dengan (R/I_e) , sehingga persamaan yang digunakan untuk faktor skala gaya adalah :

$$\text{Faktor skala} = \frac{g}{R/I_e} \text{ atau } \frac{g \cdot I_e}{R}$$

Faktor skala tersebut selanjutnya dinyatakan sebagai faktor skala awal. Adapun sesuai dengan SNI 1726-2019; Pasal 7.5.3; Hal 67, beban RS yang diinput terdiri dari 2 arah (arah x dan y) serta pembebanan gempa diterapkan terpisah dalam sembarang dua arah orthogonal, dimana beban pada arah sumbu utama diinput 100% serta 30% untuk beban pada arah tegak lurus sumbu utama. Perhitungan diuraikan sebagai berikut.

1. Beban Spek X

$$\text{FS awal - U1 (100\%)} = \frac{g \cdot I_e}{R}$$

$$= \frac{9,8 \times 1,25}{8}$$

$$= 1531,25 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{Fs awal – U2 (30\%)} = \frac{g \cdot I_e}{R} \times 0,3$$

$$= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times 0,3$$

$$= 459,375 \text{ mm/s}^2$$

2. Beban Spek Y

$$\text{Fs awal – U1 (30\%)} = \frac{g \cdot I_e}{R} \times 0,3$$

$$= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times 0,3$$

$$= 459,687 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{FS awal – U2 (100\%)} = \frac{g \cdot I_e}{R}$$

$$= \frac{9,8 \times 1,25}{8}$$

$$= 1531,25 \text{ mm/s}^2$$

Berikut merupakan hasil base reaction dari ETABS dengan penskalaan gaya awal

Tabel 5.27 Hasil Perhitungan Gaya Gempa ETABS

Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY
				kN	kN
EX	LinStatic	Step by Step	1	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	2	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	3	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	1	0	-15164,26
EX	LinStatic	Step by Step	2	0	-15164,26
EX	LinStatic	Step by Step	3	0	-15164,26
SPEK X	LinRespSpec	Max		12271,301	2920,4071
SPEK Y	LinRespSpec	Max		3711,8706	9605,2229

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

SNI 1726-2019; Pasal 7.9.1.9.1; Hal. 78, menyebutkan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisa ragam (V_t) < 100% dari gaya geser (V) yang dihitung dengan metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t . Maka perlu dilakukan analisa terhadap nilai gaya geser yang diperoleh dari hasil analisis *response spectrum* (V_t) terhadap gaya geser statik ekuivalen (V). berikut adalah hasil gaya geser analisa *response spectrum* yang dikalikan dengan skala faktor awal.

Karena $V_t < V$, maka faktor skala awal harus dikali dengan (V/V_t) sehingga diperoleh faktor skala baru yaitu :

1. Beban Spek X

$$\begin{aligned}\text{FS baru – U1 (100\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times \frac{V_x}{V_{tx}} \\ &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times \frac{13901,08}{12271,301} \\ &= 1,735 \text{ m/s}^2 = 1734,619 \text{ mm/s}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{FS baru – U2 (30\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times 0,3 \frac{V_x}{V_{tx}} \\ &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times 0,3 \frac{13901,08}{12271,301} \\ &= 0,520 \text{ m/s}^2 = 520,386 \text{ mm/s}^2\end{aligned}$$

2. Beban Spek Y

$$\begin{aligned}\text{FS baru – U1 (30\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times 0,3 \frac{V_y}{V_{ty}} \\ &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times 0,3 \frac{15164,26}{9605,2229} \\ &= 2,417 \text{ m/s}^2 = 2417,463 \text{ mm/s}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{FS baru – U2 (100\%)} &= \frac{g \cdot I_e}{R} \times \frac{V_y}{V_{ty}} \\ &= \frac{9,8 \cdot 1,25}{8} \times \frac{15164,26}{9605,2229} \\ &= 0,725 \text{ m/s}^2 = 725,238 \text{ mm/s}^2\end{aligned}$$

Faktor skala baru selanjutnya diinput ulang pada aplikasi ETABS. Setelah penginputan skala baru perlu dilakukan pengecekan ulang terhadap nilai gaya geser dinamik (V_t) agar memenuhi syarat $V_t = V$. Berikut adalah hasil gaya geser setelah dikalikan dengan faktor skala baru.

Tabel 5.28 Hasil Perhitungan Gaya Gempa ETABS faktor skala baru

Base Reactions					
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY
				kN	kN
EX	LinStatic	Step by Step	1	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	2	-13901,08	
EX	LinStatic	Step by Step	3	-13901,08	
EY	LinStatic	Step by Step	1	0	-15164,26
EY	LinStatic	Step by Step	2	0	-15164,26
EY	LinStatic	Step by Step	3	0	-15164,26
SPEK X	LinRespSpec	Max		13901,08	3308,28
SPEK Y	LinRespSpec	Max		5860,12	15164,26

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

5.5.3 Analisa *Modal Participating Mass Ratios* (MPMR)

1. Metode Penjumlahan Respons Ragam

Nilai periode setiap *mode* pada tabel *modal participating mass ratios* menentukan metode analisa yang digunakan. Metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) atau metode kombinasi kuadrat lengkap (CQC). Penentuan metode analisa adalah dengan menghitung persentase selisih antara *Mode*, jika nilai persentasi < 15% maka digunakan metode CQC dan berlaku sebaliknya.

Periode mode 1 = 0,558 *ETABS*

Periode mode 2 = 0,512 *ETABS*

Persentase selisih = $\frac{0,558-0,512}{0,558} \times 100\%$
= 8,24 %

Untuk meringkas perhitungan berikut persentase selisih dari 15 *mode* :

Tabel 5.29 Persentase selisih periode antar mode

Mode	Periode	Detik	%
1	0,558	0,082	8,24
2	0,512	0,139	13,87
3	0,441	0,506	50,57
4	0,218	0,101	10,09
5	0,196	0,015	1,53
6	0,193	0,109	10,88
7	0,172	0,000	0,00
8	0,172	0,017	1,74
9	0,169	0,041	4,14
10	0,162	0,006	0,62
11	0,161	0,019	1,86
12	0,158	0,025	2,53
13	0,154	0,006	0,65
14	0,153	0,026	2,61
15	0,149	...	...
Rata-Rata			7,810

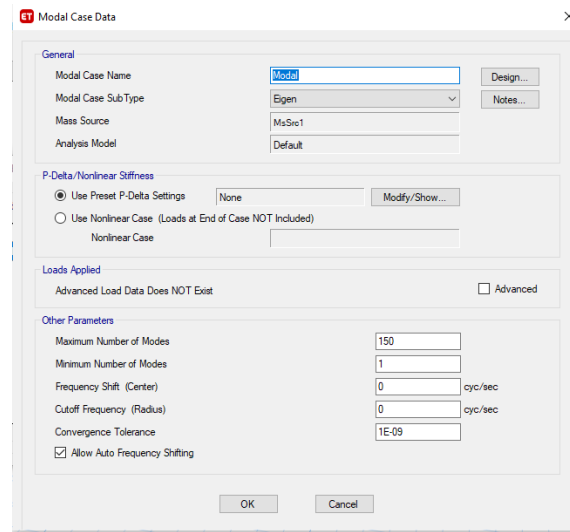
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Hasil perhitungan pada tabel di atas memiliki nilai nilai bervariasi sehingga diperoleh nilai rata-rata sebesar 7,810%. Nilai tersebut < 15% dan memenuhi syarat nilai koreksi pada metode analisa CQC.

2. Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

Sesuai SNI 1726; Pasal 7.9.1.1; Hal-77, analisa *modal participating mass ratios* bertujuan untuk memastikan bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam

yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur.



Gambar 5.12 Modal Cases pada ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Gambar 5.13 Menunjukkan *mode shape* digunakan sebanyak 150 mode. Dari hasil running pada ETABS diketahui bahwa permodelan sudah mencapai nilai partisipasi massa raga terkombinasi yang disyaratkan, yaitu pada *mode shape* 97 dimana nilai pada arah $x = 1$ (100%) dan arah $y = 1$ (100%). Sehingga permodelan gedung yang telah dimodelkan pada ETABS memenuhi syarat partisipasi massa ragam pada SNI 1726-2019.

Modal Participating Mass Ratios										
Modal Participating Mass Ratios										
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
Modal	86	0,057	0	0,0001	0	0,9984	0,999	0	0,0001	
Modal	87	0,052	0,0001	1,528E-06	0	0,9985	0,999	0	2,026E-06	
Modal	88	0,051	0,0006	0	0	0,9991	0,999	0	5,492E-07	
Modal	89	0,048	2,719E-05	0	0	0,9991	0,999	0	0	
Modal	90	0,044	0	0,0001	0	0,9991	0,9992	0	0,0001	
Modal	91	0,044	1,923E-06	0,0007	0	0,9991	0,9999	0	0,0004	
Modal	92	0,044	4,44E-05	0	0	0,9992	0,9999	0	0	
Modal	93	0,044	0,0001	3,949E-06	0	0,9992	0,9999	0	2,216E-06	
Modal	94	0,044	0	0,0001	0	0,9992	1	0	4,751E-05	
Modal	95	0,044	0	0	0	0,9992	1	0	0	
Modal	96	0,044	0	3,463E-06	0	0,9992	1	0	2,148E-06	
Modal	97	0,043	0,0008	8,838E-07	0	1	1	0	0	
Modal	98	0,03	0	1,887E-05	0	1	1	0	3,148E-05	
Modal	99	0,023	0	0	0	1	1	0	0	
Modal	100	0,023	5,18E-06	0	0	1	1	0	0	

Gambar 5. 13 Modal Participacing Mass Ratio Pada ETABS

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.5.4 Analisa Simpangan Antar Tingkat (Δ)

Simpangan antar tingkat dihitung dengan menggunakan parameter I_e dan C_d . Besaran parameter tersebut dapat dilihat pada Tabel 5. Yang diatur dalam SNI 1726-2019; Pasal 7.8.6; Hal-75 dan simpangan antar tingkat izin diatur pada SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1; Hal 88.

Tabel 5.30 Simpangan antar tingkat izin

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025h_{sx}$	0,02	0,015
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,01h_{sx}$	$0,010_{sx}$	$0,010_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007_{sx}$	$0,007_{sx}$
semua struktur lainnya	$0,02h_{sx}$	$0,015_{sx}$	$0,010_{sx}$

(Sumber : SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 Tabel 12, 2024))

Menurut kategori resiko dan jenis struktur bangunan ditinjau termasuk dalam semua struktur lain dengan kategori resiko III, maka simpangan izin yang digunakan sebesar 0,015h.

$$\text{Simpangan antar tingkat izin } \Delta_a = 0,015 h$$

$$\text{Faktor redudansi } (\rho) = 1,3$$

$$\begin{aligned} \text{Story drift inelastic izin } (\Delta_{\max}) &= \Delta / \rho \text{ (untuk KDS D)} \\ &= 0,015h / 1,3 \\ &= 0,0115 h \end{aligned}$$

$$\text{Faktor pembesaran defleksi } (C_d) = 5,5$$

$$\text{Faktor keutamaan gempa } (I_e) = 1,5$$

$$\text{Story drift inelastic} = (\delta_e \cdot C_d) / I_e$$

Nilai simpangan (*displacement*) diperoleh dari tabel *Diaphragm CM Displacement* dengan *load case* gempa *dinamik response spectrum* yang terskala.

Tabel 5.31 *Diaphragm CM Displacement* Gempa Spek X

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
Story5	20	Top	34,672	12,842
Story4	16	Top	27,319	7,647
Story3	12	Top	20,812	5,313
Story2	8	Top	11,181	2,68
Story1	4	Top	4,372	1,033
Base	0	Top	0	0

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.32 *Diaphragm CM Displacement* Gempa Spek Y

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
Story5	20	Top	16,214	40,827
Story4	16	Top	11,954	30,354
Story3	12	Top	8,981	22,037
Story2	8	Top	4,776	11,97
Story1	4	Top	2,022	4,637
Base	0	Top	0	0

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Syarat simpangan yang diizinkan adalah jika nilai simpangan yang didapatkan dan nilai pembesaran simpangan yang terjadi lebih kecil daripada nilai simpangan izin. Berikut salah satu cara perhitungan simpangan arah x:

1. Menghitung simpangan elastic (*elastic drift*)

$$\delta e_5 = 34,672 \text{ mm}$$

$$\delta e_4 = 27,319 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta e_5 &= \delta e_4 - \delta e_3 \\ &= 34,672 - 27,319 \\ &= 7,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Menghitung simpangan yang diperbesar (*inelastic drift*)

$$\begin{aligned} \Delta_5 &= \frac{\Delta e_4 \cdot C_d}{I_e} \\ &= \frac{7,35 \cdot 5,5}{1,25} \\ &= 32,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Menghitung simpangan antar tingkat inelastic izin (*drift limit*)

$$\begin{aligned}\Delta_{5\max} &= 0,015 h \\ &= 0,0115 \cdot 4000 \text{ mm} \\ &= 46,15 \text{ mm}\end{aligned}$$

4. Cek Simpangan

$$\text{Syarat} = \Delta_5 \leq \Delta_{5\max}$$

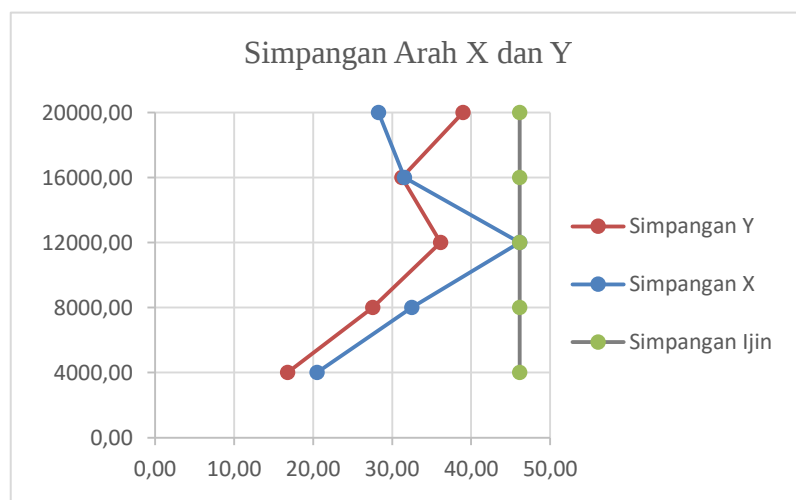
$$\text{Cek} : 32,25 \text{ mm} \leq 46,15 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Tabel 5.33 Simpangan antar tingkat arah X dan Y

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)		
5	34,672	40,83	7,35	10,47	20000	32,35	46,08	46,15	OK
4	27,319	30,35	6,51	8,32	16000	28,63	36,59	46,15	OK
3	20,812	22,04	9,63	10,07	12000	42,38	44,29	46,15	OK
2	11,181	11,97	6,81	7,33	8000	29,96	32,27	46,15	OK
1	4,372	4,64	4,37	4,64	4000	19,24	20,40	46,15	OK

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

Berdasarkan Tabel 5.32 dapat diketahui nilai simpangan antar tingkat pada struktur gedung mambruk tidak melebihi *drift limit*.



Gambar 5. 14 Grafik Simpangan Arah X dan Y

(Sumber: Analisis Penulis, 2025)

5.5.5 Analisa pengaruh P-Delta ($P-\Delta$)

SNI 1726-2019; Pasal 7.8.7; Hal-76 mengatur perhitungan analisa P-Delta dimana pengaruh P-Delta tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) $\leq 0,10$. Beban vertikal digunakan beban *gravity load* (DL, LL, SIDL) tidak melebihi 1,0. Sehingga kombinasi *service* perlu ditambahkan pada ETABS untuk mendapatkan beban desain vertikal total (P_x) dalam analisa pengaruh P-Delta. Adapun analisa pengaruh P-Delta dapat ditentukan dengan cara sebagai berikut.

1. Menghitung nilai simpangan yang diperbesar (*inelastic drift*) yang telah dihitung pada analisa sebelumnya (Tabel 5.32)
2. Melihat *output* pada ETABS untuk nilai P_x , V_x , dan V_y

Tabel 5.34 *Output P_x* , dengan Beban Service pada ETABS

Story	Output Case	Case Type	Location	P
				kN
Story5	Servis	Combination	Top	173,664
Story4	Servis	Combination	Top	4779,76
Story3	Servis	Combination	Top	19064,5
Story2	Servis	Combination	Top	38924,2
Story1	Servis	Combination	Top	38129

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.35 *Output V_x* , dengan Beban Spek X pada ETABS

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VX
					kN
Story5	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	275,877
Story4	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	4648,63
Story3	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	9521,4
Story2	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	13643,8
Story1	Spek X	LinRespSpec	Max	Top	6719,56

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.36 *Output V_y* , dengan Beban Spek Y pada ETABS

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	VY
					kN
Story5	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	210,32
Story4	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	3936,14
Story3	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	7823,86
Story2	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	11274,1
Story1	Spek Y	LinRespSpec	Max	Top	5744,85

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Menghitung koefisien stabilitas (θ)

$$\begin{aligned}\theta_5 &= \frac{P \cdot \Delta_5 \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \\ &= \frac{173,664 \cdot 32,353 \cdot 1,25}{275,877 \cdot 4000 \cdot 5,5} \\ &= 0,0012\end{aligned}$$

4. Menghitung batas stabilitas struktur (θ_{maks})

$$\begin{aligned}\theta_{maks} &= \frac{0,5}{(\beta \cdot C_d)} \\ &= \frac{0,5}{(1 \cdot 5,5)} \\ &= 0,0909\end{aligned}$$

5. Cek stabilitas

$$\text{Syarat : } \theta_5 < \theta_{maks}$$

$$0,0012 < 0,0909 \quad (\text{OK})$$

6. Cek pengaruh P-Delta

$$\text{Syarat : } \theta_5 \leq 0,1$$

$$0,0012 \leq 0,1 \quad (\text{OK})$$

Tabel 5.37 Hasil Analisa P-Delta untuk Gempa arah X dan Y

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)						
5	32,353	46,081	173,66	275,88	210,32	20000	0,0012	0,0022	0,1	0,0909	OK
4	28,631	36,595	4779,76	4648,63	3936,14	16000	0,0017	0,0025	0,1	0,0909	OK
3	42,376	44,295	19064,47	9521,40	7823,86	12000	0,0048	0,0061	0,1	0,0909	OK
2	29,960	32,265	38924,25	13643,78	11274,15	8000	0,0049	0,0063	0,1	0,0909	OK
1	19,237	20,403	38129,04	6719,56	5744,85	4000	0,0062	0,0077	0,1	0,0909	OK

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Berdasarkan perhitungan pada tabel 5.37 dapat diketahui bahwa struktur stabil dan pengaruh P-Delta tidak diperhitungkan.

5.5.6 Analisa Ketidakberaturan Struktur

SNI 1726-2019; Pasal 7.3.2; Hal 57 disebutkan bahwa struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan pada kriteria dalam pasal. Klasifikasi struktur harus berdasarkan konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur.

1. Analisa Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan Horizontal struktur terdiri dari beberapa tipr (1a, 1b, 2, 3, 4, 5) yang perlu diperhitungkan sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2019; Tabel; Hal-59.

Ketidakberaturan torsi 1a dan 1b ditinjau dari hasil output ETABS Display-show table-Analysis Results-joint output-displacements-table: story max over avg drifts. Dari hasil output diambil nilai rasio tiap lantai. Berikut tabel klasifikasi ketidakberaturan torsi 1a dan 1b arah X dan Y.

Tabel 5.38 Analisa tipe ketidakberaturan torsi Arah X

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek
5	1,17	Ok	1,08	Ok
4	1,266	1a	1,552	1b
3	1,24	1a	1,501	1b
2	1,426	1b	1,678	1b
1	1,168	Ok	1,544	1b

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.39 Analisa tipe ketidakberaturan torsi Arah Y

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek
5	1,22	1a	1,003	Ok
4	1,668	1b	1,402	1b
3	1,578	1b	1,401	1b
2	1,597	1b	1,667	1b
1	1,415	1b	1,334	1a

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Analisa ketidakberaturan torsi lainnya di ringkas pada tabel berikut.

Tabel 5.40 Analisa tipe ketidakberaturan torsi 2,3,4, dan 5

2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	Denah struktur ditinjau termasuk kategori 2 karena lokasi sudut dalam lebih besar dari 15%
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	Struktur masuk dalam kategori 3 karena Lantai 3 dan 4 memiliki bukaan lebih besar dari 50% total luas denah
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	Dalam kondisi ini, struktur tidak menggunakan shear wall dan struktur penahan lateral (balok-kolom) memiliki kontinuitas dalam lintasan gaya lateral, sehingga struktur tidak termasuk kategori 4.
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	Struktur termasuk kategori 5 karena beberapa elemen vertikal (kolom) terletak tidak paralel atau tidak mengikuti sumbu utama struktur

(Sumber: Analisa penulis, 2025)

2. Analisa Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal struktur terdiri dari beberapa tipe (1a, 1b, 2, 3, 4, 5a, 5b) yang perlu diperhitungkan sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2019; Tabel 14; Hal-61.

Tabel 5.41 Ketidakberaturan Vertikal pada objek penelitian

	Tipe dan Penjelasan Ketidakberaturan	Analisa pada objek penelitian
1a	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Berdasarkan Tabel 5.42 dan Tabel 5.43 struktur tidak termasuk kategori 1a.
1b	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Berdasarkan Tabel 5.42 dan Tabel 5.43 struktur tidak termasuk kategori 1b.
2	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif	Berdasarkan Tabel 5.44

	disembarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.	struktur tidak termasuk kategori 2.
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal system pemikul gaya seismik disembarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal system pemikul gaya seismic tingkat didekatnya..	Berdasarkan Tabel 5.45 struktur tidak termasuk kategori 3.
4	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	Tidak terjadi ketidakberaturan tersebut karena posisi kolom menerus dari atas sampai bawah.
5a	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	Berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 5.47 Tidak terjadi ketidakberaturan tersebut.
5b	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	Berdasarkan tabel 5.47 Struktur termasuk kategori 5b

(Sumber: Analisa penulis, 2025)

Tabel 5.42 Analisa Kekakuan tingkat lunak arah X

Arah X							
Lantai	Kekakuan ke-i	Kategori 1a		Kategori 1b		Cek	
		70% i+1	80% avg i+1 s/d i+3	60% i+1	70% avg i+1 s/d i+3	1a	1b
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m		
5	31689,673	0	0	0	0	No	No
4	511062,66	22182,7711	0	19013,8	0	No	No
3	821730,144	357743,862	0	306637,6	0	No	No
2	1453953,589	575211,1008	363861,9939	493038,1	318379,245	No	No
1	1299068,92	1017767,512	743132,3715	872372,2	650240,825	No	No

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.43 Analisa Kekakuan tingkat lunak arah Y

Arah Y							
Lantai	Kekakuan ke-i	Kategori 1a		Kategori 1b		Cek	
		70% i+1	80% avg i+1 s/d i+3	60% i+1	70% avg i+1 s/d i+3	1a	1b
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m		
5	34201,318	0	0	0	0	No	No
4	449385,233	23940,923	0	20520,79	0	No	No
3	580950,718	314569,663	0	269631,1	0	No	No
2	1211629,606	406665,503	283876,605	348570,4	248392,029	No	No
1	1016676,486	848140,724	597857,482	726977,8	523125,297	No	No

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.44 Analisa Ketidakberaturan berat (massa)

Lantai	Massa ke i	150% Massa i+1	150% Massa i-1	Cek
	kg	kg	kg	
5	24052,14	-	1337024,4	OK
4	891349,6	36078,21	2345838,12	OK
3	1563892,08	1337024,4	3408074,76	OK
2	2272049,84	2345838,12	2444430,24	OK
1	1629620,16	3408074,76	-	OK

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.45 Analisa Ketidakberaturan geometri vertikal

Story	d	130% d i+1	Cek
	mm	mm	
5	500	-	OK
4	650	650	OK
3	650	845	OK
2	700	845	OK
1	700	910	OK

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.46 Analisa Diskontinuitas kekuatan lateral tingkat

Story	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
5	19624,99		28163	
4	334183,857	OK	528338	OK
3	460378,403	OK	1047884	OK
2	833902,094	OK	1047884	OK
1	690298,915	OK	942114	OK

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Tabel 5.47 Analisa Diskontinuitas kekuatan lateral tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
5	275,8774		210,3197	
4	4648,6303	OK	3936,1436	OK
3	9521,3957	OK	7823,8606	OK
2	13643,7769	OK	11274,1495	OK
1	6719,5582	V.5b	5744,8531	V.5b

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

3. Konsekuensi dari ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal
Hasil analisa ketidakberaturan horizontal dan vertikal pada struktur berserta pasal konsekuensi di rangkum pada tabel berikut.

Tabel 5.48 Analisa ketidakberaturan torsi berserta pasal konsekuensinya

Horizontal						Vertikal		
Kat.	Pasal	Ket.	Kat.	Pasal	Ket.	Kat.	Pasal	Ket.
H.1a	11.3.4	I	H.2	7.3.3.4	I	V.1a	Tabel 16	no
	7.12.1			Tabel 16		V.1b	7.3.3.1	no
	7.3.3.4		H.3	7.3.3.4	I		Tabel 16	
	7.7.3			Tabel 16		V2	Tabel 16	I
	7.8.4.3		H.4	11.3.4	no	V3	Tabel 16	no
	Tabel 16			7.3.3.3		V4	7.3.3.3	no
H.1b	11.3.4	I	H.4	7.3.3.4	no		V4	
	7.12.1			7.7.3		Tabel 16		
	7.3.3.4			Tabel 16		V.5a		7.3.3.1
	7.3.4.2		H.5	11.3.4	I		Tabel 16	
	7.7.3			7.5.3		V.5b		I
	7.8.4.3			7.7.3			Tabel 16	
	Tabel 16		Tabel 16					

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Struktur pada penelitian memiliki tinggi 20m dengan KDS D, kategori resiko III dan termasuk dalam beberapa ketidakberaturan sesuai Tabel 5.48. sehingga struktur termasuk dalam kategori “semua struktur lainnya”. Maka prosedur analisis gempa yang diizinkan adalah **analisa spektrum respons ragam**.

5.6 Perhitungan Elemen Struktur

5.6.1 Perhitungan Pelat

1. Perhitungan Momen

Perhitungan pelat lantai dilakukan dengan menggunakan metode PBI 1971.

Nilai koefisien momen diperoleh dari tabel 13.3.1 PBI 1971. Analisa perhitungan adalah sebagai berikut.

Data Teknis :

Mutu beton (f'_c) = 25 MPa

$F_y \phi < 12 \text{ mm}$ = 240 Mpa

$F_y \phi > 12 \text{ mm}$ = 400 Mpa

Tebal pelat lantai = 150 mm

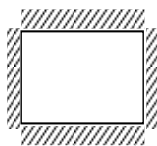
Tabel 5.49 Pembebanan Pada Pelat

Jenis Bahan	Uraian	Berat (kN/m ²)
Pelat, tebal 150mm	0.15 x 24kN/m ³	3,6
Spesi, tebal 40mm	0.04 x 20,4 kN/m ³	0,816
Keramik, tebal 20mm	0.02 x 24 kN/m ³	0,472
MEP		0,25
Plafond dan penggantung		0,108
Total (DL)		5,246

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Peraturan PBI 1971

a. Case 1



$$W_{LL} = 1,6 \times LL = 1,6 \times 4,79 \text{ (R. Pertemuan)} = 7,664 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{DL} = 1,2 \times DL = 1,2 \times 5,246 = 6,295 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = W_{LL} + W_{DL} = 7,664 + 6,295 = 13,959 \text{ kN/m}^2$$

$$L_x = 5 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$\text{Coefs } l_y/l_x = 1$$

$$M_{lx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{lx} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 52 = -18,14696 \text{ kNm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot (l_x)^2 \cdot \text{coefs } M_{ly} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 21 = 7,32858 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{ly} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 21 = 7,32858 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{ty} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 5^2 \cdot 52 = -18,14696 \text{ kNm}$$

b. Case 2



$$W_{LL} = 1,6 \times LL = 1,6 \times 4,79 \text{ (R. Makan)} = 7,664 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{DL} = 1,2 \times DL = 1,2 \times 5,246 = 6,295 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = W_{LL} + W_{DL} = 7,664 + 6,295 = 13,959 \text{ kN/m}^2$$

$$Lx = 3,5 \text{ m}$$

$$Ly = 5 \text{ m}$$

Coefs $ly/lx = 1$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 73 = -12,483 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{lx} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 34 = 5,814 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{ly} = 0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 18 = 3,078 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{ty} = -0,001 \cdot 13,959 \cdot 3,5^2 \cdot 57 = -9,747 \text{ kNm}$$

c. Case 3



$$W_{LL} = 1,6 \times LL = 1,6 \times 2,5 = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{DL} = 1,2 \times DL = 1,2 \times 5,246 = 6,295 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = W_{LL} + W_{DL} = 4 + 6,295 = 10,295 \text{ kN/m}^2$$

$$Lx = 1,5 \text{ m}$$

$$Ly = 5 \text{ m}$$

Coefs $ly/lx = 1$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{tx} = -0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 73 = -2,895 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{lx} = 0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 34 = 1,459 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{ly} = 0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 18 = 0,301 \text{ kNm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot (lx)^2 \cdot \text{coefs } M_{ty} = -0,001 \cdot 10,295 \cdot 1,5^2 \cdot 57 = -1,8299 \text{ kNm}$$

d. d

Tabel 5.50 Nilai momen pelat terbesar

Momen	kNm
Mtx	-18,14696
Mlx	7,32858
Mly	7,32858
Mty	-18,14696

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Hasil perhitungan diambil nilai momen terbesar yang terjadi pada case 1 dimana nilai Mtx dan Mty adalah -18,1469 kNm, serta nilai Mlx dan Mly adalah 7,328.

2. Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan tulangan mengikuti peraturan SNI 2847-2019. Tahap perhitungan tulangan sebagai berikut.

a. Perhitungan tinggi efektif (d)

Tebal pelat (h) = 150 mm

Selimut tulangan (ts) = 20 mm (SNI 2847-2019; Tabel 20.6.1.3.3)

Ø Tulangan = 10 mm

Tinggi efektif arah x (dx) = $h - ds - \frac{1}{2} \cdot 10$
 $= 150 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10$
 $= 125 \text{ mm}$

Tinggi efektif arah y (dy) = $h - ds - \text{Ø.tul} - \frac{1}{2} \cdot 10$
 $= 150 - 20 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 10$
 $= 115 \text{ mm}$

b. Perhitungan luas, jarak dan cek kapasitas tulangan

Faktor bentuk distribusi tegangan beton (β_1):

Untuk: $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$, $\beta_1 = 0,85$ (SNI 2847-2019; Pasal 22.2.2.4.3, Hal.478)

Momen negatif arah x (arah terpendek) : Mu terbesar -18,14696

1). Pemilihan rasio tulangan :

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{18146960}{0,8} = 22683700 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d_a^2} = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{22683700}{0,8 \cdot 1000 \cdot 125^2} = 1,452 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{400}{0,8 \cdot 25} = 18,824$$

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

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{1,044} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 1,452}{400}} \right) \\
&= 0,0038 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} \\
&= 0,0035 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
&= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\
&= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 0,85}{400} \cdot \frac{600}{600 + 400} \\
&= 0,0203
\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} \rightarrow 0,0035 \leq 0,0038 \leq 0,0203 \text{ (memenuhi)}$$

Maka nilai ρ yang dipakai adalah 0,0038

2). Perhitungan tulangan pokok

$$\begin{aligned}
\text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d_x \\
&= 0,0038 \cdot 1000 \cdot 125 \\
&= 470,330 \\
s &= \frac{b \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi_{tul}^2)}{As} = \frac{1000 \cdot (\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 10^2)}{470,330} \\
&= 166,904 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S \text{ maks (2h)} &= 2 \times 150 \\
&= 300 \text{ mm (SNI 2847-2019; Pasal 8.7.2.2; Hal 149)}
\end{aligned}$$

Dipilih yang paling terkecil yaitu 166,904. Maka S dipilih 150 mm

$$\begin{aligned}
A_{S_{\text{pilih}}} &= \frac{b \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi_{tul}^2)}{S_{\text{pilih}}} = \frac{1000 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2)}{150} \\
&= 523,333 \text{ mm}^2 > \text{As perlu (OK)}
\end{aligned}$$

Sehingga dipakai tulangan Pokok As D10 – 150 = 523,333 mm²

3). Perhitungan tulangan bagi

$$\begin{aligned}
\text{Asb 1} &= 20\% \cdot As \\
&= 20\% \cdot 470,333 \\
&= 90,066 \text{ mm}^2 \\
\text{Asb,2} &= 0,002 \times b \times h \\
&= 0,002 \times 1000 \times 150
\end{aligned}$$

$$= 300 \text{ mm}$$

Dipilih Asb yang terbesar yaitu 300 mm

Jarak tulangan :

$$\begin{aligned} s &= (b \cdot \frac{1}{4} \pi D^2) / A_s \\ &= (1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2) / 300 \\ &= 261,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s \leq 5.h = 600\text{mm}; \text{ dan } 450\text{mm (SNI 2847-2019; Pasal 24.4.3.3; Hal. 553)}$$

Dipilih yang paling kecil yaitu 261,667mm, maka s pakai = 150mm

Luas tulangan :

$$\begin{aligned} A_{sb} &= (b \cdot \frac{1}{4} \pi D^2) / s \\ &= (1000 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2) / 150 \\ &= 523,333 \text{ mm} > A_{sb} \text{ perlu} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai tulangan bagi As D10 – 150 = 523,333 mm²

4). Kontrol kapasitas tulangan

$$C_c = T_s \approx 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{523,333 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 9,851 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta_1 = 9,851 / 0,85 = 11,5894 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 25 \cdot 9,851 \cdot 1000 = 209333,333 \text{ N}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon_c = \frac{125-11,5894}{11,5894} \cdot 0,0294$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y \quad \text{Tulangan sudah leleh (fs = fy = 400Mpa)}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot a \right) = 209333,333 \left(125 - \frac{1}{2} \cdot 9,851 \right) \\ &= 25135597,39 \text{ N} \\ &= 25,136 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,85 \cdot 25,136 = 20,108 \text{ kN/m}$$

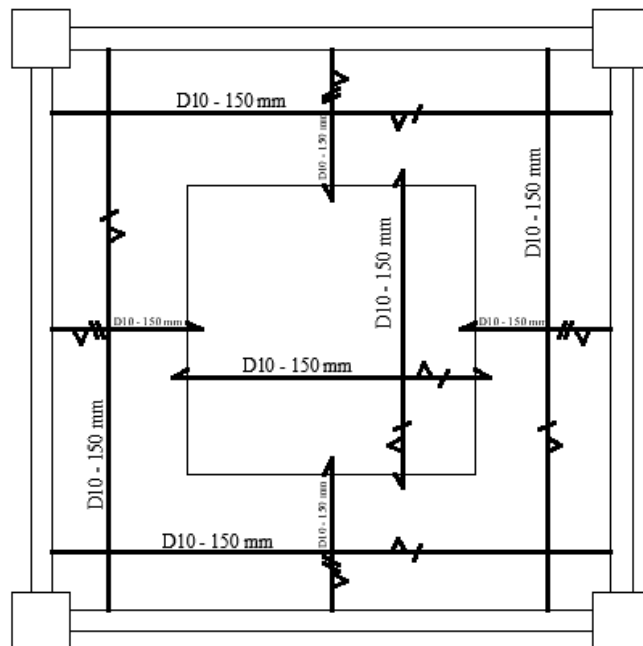
$$M_r (20,108 \text{ kNm}) > M_u (18,14696 \text{ kNm}) \quad \textbf{(OK)}$$

Tabel 5.51 Hasil Analisa momen pelat lanti

Jenis Momen	Mumaks [kNm]	Tulangan Pokok	Tulangan bagi	Mr [kNm]
M^- arah x	-18,14696	D 10 -150	D 10 -150	20,108
M^+ arah x	7,32858	D 10 -150	D 10 -150	18,434
M^- arah y	7,32858	D 10 -150	D 10 -150	18,434
M^+ arah y	-18,14696	D 10 -150	D 10 -150	20,108

(Sumber : Analisa Penulis, 2024)

3. Gambar detail penulangan pelat

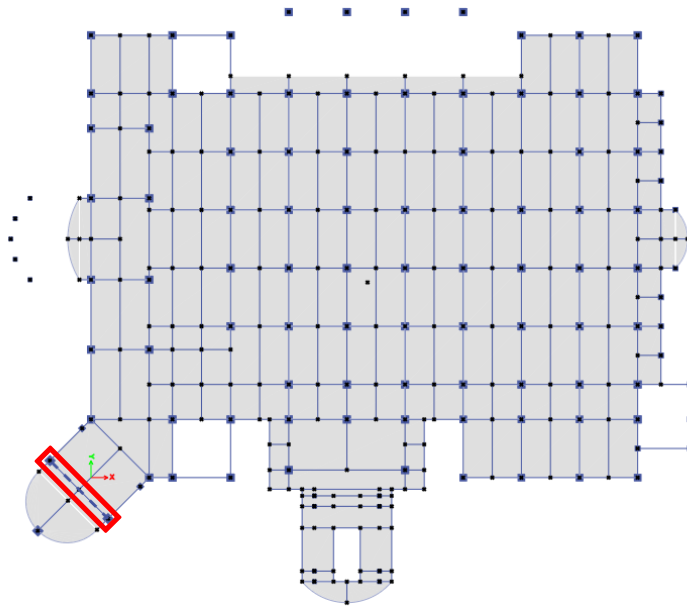


Gambar 5.15 Skema penulangan pelat

(Sumber: Analisis penulis, 2025)

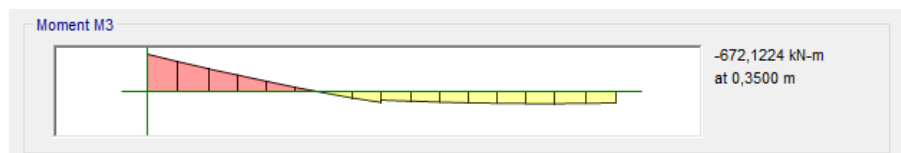
5.6.2 Perhitungan Balok

Perubahan struktur dari struktur komposit ke struktur beton bertulang menghasilkan dimensi balok B1 300 x 700, B2 300 x 600, B3 300 x 500, BA 250 x 500. Balok akan di analisis dengan mengacu pada hasil output nilai momen ultimit terbesar pada setiap balok. sebagai contoh perhitungan balok B1 (B209 story 2) dengan *load case combination 7* sebagai berikut.



Gambar 5.16 Lokasi balok B1 story 2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



5.6.2.1 Data Perencanaan

Diketahui :

B (lebar balok)	= 300 mm
h (tinggi balok)	= 700 mm
$f'c$	= 25 MPa
t_s	= 40 mm
E_s	= 200000Mpa
f_y	= 400 MPa
f_{ys}	= 240 MPa

$$Mu^+ \text{ tumpuan (maks)} = 463,763 \text{ kNm}$$

$$Mu^- \text{ tumpuan (maks)} = 672,122 \text{ kNm}$$

$$Vu = 469,516 \text{ kNm}$$

5.6.2.2 Perhitungan Penulangan Lentur

1. Desain tulangan lentur balok (Mu^- tumpuan)

$$Mu^- \text{ (maks)} = 672,122 \text{ kNm}$$

Step 1 : menentukan nilai M_n balok

- a. Mengasumsikan nilai $c/dt \leq 0,25$ agar penampang terkontrol Tarik. Dengan metode *trial and error*, nilai ditentukan:

$$c/dt = 0,25$$

- b. Menentukan nilai M_{n1} dan M_{n2}

- 1) Menentukan nilai c dengan nilai dari asumsi c/dt

$$\begin{aligned} dt &= h - ts - Dtul.geser - (Dtul.lentur / 2) \\ &= 700 - 40 - 12 - (25 / 2) \\ &= 635,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= 0,25 \cdot dt \\ &= 0,25 \cdot 635,5 \\ &= 158,875 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 2) Menghitung tinggi balok tegangan (a)

$$\begin{aligned} \beta \text{ (untuk } f'_c \text{ 25 Mpa)} &= 0,85 \\ a &= c \cdot \beta \\ &= 158,875 \cdot 0,85 \\ &= 135,044 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 3) Menghitung nilai gaya tekan (C_c)

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 135,044 \\ &= 860903,906 \text{ N} \end{aligned}$$

- 4) Menghitung nilai A_{s1}

$$\begin{aligned} T &= C_c \\ A_{s1} \cdot f_y &= C_c \\ A_{s1} &= \frac{C_c}{f_y} \\ &= \frac{860903,906}{400} \end{aligned}$$

$$= 2152,260 \text{ mm}^2$$

5) Menentukan nilai Mn1

$$\begin{aligned} \text{Mn1} &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2152,260 \cdot 400 \cdot \left(635,5 - \frac{135,044}{2}\right) \\ &= 488,975 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Cek Mn1 terhadap Mu- :

$$\text{Mn1} = 488,975 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu} = 672,122 \text{ kNm}$$

Mn1 < Mu (Perlu tulangan tekan)

6) Menentukan Mn2

$$\begin{aligned} \text{Mn2} &= \frac{\text{Mu}}{\phi} - \text{Mn1} \\ &= \frac{672,122}{0,9} - 488,975 \\ &= 257,828 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Step 2 : menghitung jumlah tulangan yang dipakai

a. Menghitung tegangan pada tulangan tekan (fs')

$$\begin{aligned} d_s' &= t_s + \phi_s + \frac{1}{2} D_{\text{tul.lentur}} \\ &= 40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25 \\ &= 64,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon'_s &= 0,003 \cdot \frac{(c - d_s')}{c} \\ &= 0,003 \cdot \frac{(158,875 - 64,5)}{158,875} \\ &= 0,00178 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s' &= E_s \cdot \epsilon'_s \\ &= 200000 \cdot 0,00178 \\ &= 356,412 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Cek tegangan leleh (fs' terhadap fy)

$$f_s' \leq f_y \quad ; \quad 356,412 \leq 400 \text{ (tidak leleh, maka digunakan } f_s')$$

b. Menghitung nilai As'

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{\text{Mn2}}{f_s'(d - d_s')} \\ &= \frac{257,828}{356,412 (635,5 - 64,5)} \end{aligned}$$

$$= 1266,897 \text{ mm}^2$$

c. Menghitung nilai luasan teoritis As dan As'

$$\begin{aligned} \text{As} &= \text{As}_1 + \text{As}_2 \\ &= 2152,260 + 1266,897 \\ &= 3419,157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Menghitung luas tulangan pakai

$$\begin{aligned} n \text{ As} &= \frac{\text{As teoritis}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{3419,157}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2} \\ &= 6,969 \approx 7 \text{ buah (7 D 25)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ As}' &= \frac{\text{As teoritis}}{\frac{1}{4} \pi D^2} \\ &= \frac{1266,897}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2} \\ &= 2,58 \approx 4 \text{ buah (4 D 25)} \end{aligned}$$

Untuk memenuhi syarat gempa, jumlah tulangan tekan diambil setengah dari jumlah tulangan Tarik. Maka luas tulangan yang digunakan balok adalah :

$$\begin{aligned} \text{As (7 D 25)} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 7 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 3434,375 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As}' (4 \text{ D } 25) &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 1962,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Step 3: Menghitung nilai a, c dan d yang baru

a. Cek dan hitung spasi tulangan (s)

Syarat : $s_{\min} > 25 \text{ mm}$

$$n = 7 \text{ buah}$$

1 lapis tulangan :

$$\begin{aligned} s_{\min} &= \frac{b - (2 \cdot t_s) - (2 \cdot \phi_s) - (n \cdot D_{\text{tul.lentur}})}{(n-1)} \\ &= \frac{300 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 12) - (7 \cdot 25)}{(7-1)} \\ &= 3,5 \text{ mm} \quad (\text{tidak memenuhi syarat}) \\ n \text{ lapis 1} &= 4 \text{ buah} \\ n \text{ lapis 2} &= 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

2 lapis tulangan :

$$\begin{aligned}
 s_{\min} &= \frac{b - (2 \cdot ts) - (2 \cdot \phi_s) - (n \cdot Dt_{\text{tul.lentur}})}{(n-1)} \\
 &= \frac{300 - (2 \cdot 40) - (2 \cdot 12) - (4 \cdot 25)}{(4-1)} \\
 &= 32 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi syarat})
 \end{aligned}$$

b. Menghitung d baru dengan titik berat (y)

$$\begin{aligned}
 \text{As lapis 1} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot Dt_{\text{tul}}^2 \\
 &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\
 &= 1962,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As lapis 2} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot Dt_{\text{tul}}^2 \\
 &= 3 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\
 &= 1471,875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l_1 &= ts + D_{\text{geser}} + \frac{1}{2} Dt_{\text{tul}} \\
 &= 40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25 \\
 &= 64,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l_2 &= l_1 + Dt_{\text{tul}} + 25 \text{ mm} \\
 &= 64,5 + 25 + 25 \text{ mm} \\
 &= 114,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{(n_1 \cdot A_{\text{tul.l1}}) + (n_2 \cdot A_{\text{tul.l2}})}{n_{\text{tot}} \cdot A_{\text{tul}}} \\
 &= \frac{(4 \cdot 1962,5 \cdot 64,5) + (3 \cdot 1471,875 \cdot 114,5)}{7 \cdot 1962,5} \\
 &= 85,929 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka, diperoleh nilai d baru adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 dt &= h - y \\
 &= 700 - 85,929 \\
 &= 614,071 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds_1 &= h - ts - D_{\text{geser}} - \frac{1}{2} Dt_{\text{tul}} \\
 &= 700 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 25 \\
 &= 635,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ds_2 &= h - ts - D_{\text{geser}} - \frac{3}{2} Dt_{\text{tul}} - 25 \text{ mm} \\
 &= 700 - 40 - 12 - \frac{3}{2} \cdot 25 - 25 \\
 &= 585,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung nilai a baru

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{(A_s \cdot f_y) - (A_s' \cdot f_s')}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 400) - (1962,5 \cdot 356,412)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 105,771 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung nilai c baru

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta} \\
 &= \frac{105,771}{0,85} \\
 &= 124,437 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$dt = 614,071$$

$$\begin{aligned}
 c/dt &= \frac{124,437}{614,071} \\
 &= 0,203 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= 0,003 \cdot \frac{(ds2 - c)}{c} \\
 &= 0,003 \cdot \frac{(585,5 - 124,437)}{124,437} \\
 &= 0,011 > 0,002 \text{ (OK) tulangan leleh}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= 0,003 \cdot \frac{(ds1 - c)}{c} \\
 &= 0,003 \cdot \frac{(635,5 - 124,437)}{124,437} \\
 &= 0,0120 > 0,005 \text{ (OK) terkendali Tarik}
 \end{aligned}$$

Cek nilai $c/dt < 0,25$ (penampang terkontrol tarik)

$$c/dt = 0,203 \text{ (terkontrol tarik)}$$

e. Menentukan nilai f_s'

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= 0,003 \cdot \frac{(c - ds')}{c} \\
 &= 0,003 \cdot \frac{(124,437 - 64,5)}{124,437} \\
 &= 0,0014 \text{ (tidak leleh)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s' &= E_s \cdot \epsilon_s \\
 &= 200000 \cdot 0,00144 \\
 &= 288,998 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Cek f_s' terhadap f_y :

$$f_s' \leq f_y ; 288,998 \leq 400 \text{ (tidak leleh, maka digunakan } f_s')$$

Step 4: Cek kapasitas balok

- a. Nilai C_c

$$C_c = 860903 \text{ N}$$

- b. Menghitung nilai C_s

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \cdot f_y \\ &= 1962,5 \cdot 400 \\ &= 785000 \text{ N} \end{aligned}$$

- c. Menghitung nilai T

$$\begin{aligned} T &= C_c + C_s \\ &= 860903 + 785000 \\ &= 1645903,91 \text{ N} \end{aligned}$$

- d. Menghitung nilai M_{n1}

$$\begin{aligned} M_{n1} &= \frac{((A_s \cdot f_y) - (A_s' \cdot f_s')) \cdot (d - \frac{a}{2})}{10^6} \\ &= \frac{((3434,375 \cdot 400) - (1962,5 \cdot 288,998)) \cdot (614,071 - \frac{105,771}{2})}{10^6} \\ &= 452,647 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- e. Menghitung nilai M_{n2}

$$\begin{aligned} M_{n2} &= \frac{A_s' \cdot f_s' (d - d_s')}{10^6} \\ &= \frac{1962,5 \cdot 288,998 (614,071 - 64,5)}{10^6} \\ &= 311,694 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- f. Menghitung nilai ϕM_n

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot (M_{n1} + M_{n2}) \\ &= 0,9 \cdot (452,647 + 311,694) \\ &= 687,908 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Cek ϕM_n terhadap M_u :

$$\phi M_n > M_u ; 687,908 \text{ kNm} > 672,122 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Sehingga dapat disimpulkan penampang dapat menahan momen yang bekerja.

Tabel 5.52 Hasil Perhitungan Tulangan lentur tumpuan balok

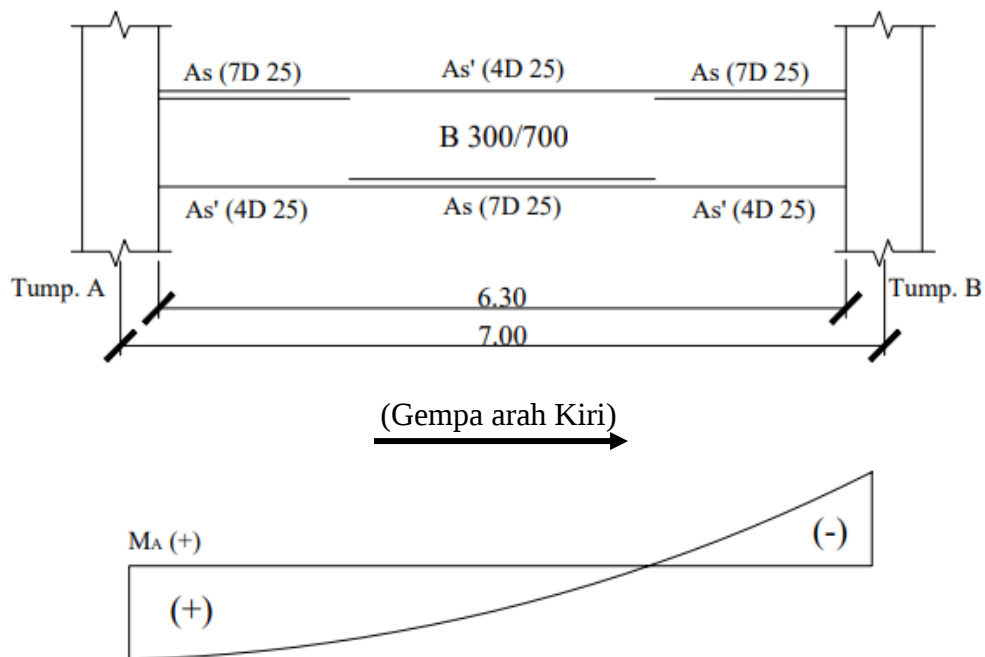
Keterangan	Hasil perhitungan	Satuan
As	7 D 16	mm
As'	3 D 16	mm
b	300	mm
h	700	mm
d	635,5	mm
ts	40	mm
s	32,000	mm
D geser	12	mm
ϕM_n	687,908	kNm

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

2. Analisis Mu- dan Mu+ tumpuan

Besaran momen positif dan negatif dari tumpuan balok dengan metode pendekatan perhitungan tulangan tunggal, sehingga tulangan tekan (As') diabaikan.

Step 1: Analisis momen positif (M^+) penampang tumpuan



Gambar 5. 17 Skema analisis M+ balok tumpuan

(sumber : Analisis Penulis, 2025)

Kondisi (M+) yang menjadi tulangan Tarik adalah 4 D 25

a. Menghitung nilai As dan As' terpasang

$$As \text{ (4 D 25)} = 1962,5 \text{ mm}^2$$

$$As' \text{ (7 D 25)} = 3434,375 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)}$$

b. Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$d = h - ts - D_{geser} - \frac{1}{2} D_{tul.lentur}$$

$$= 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 25$$

$$= 635,5 \text{ mm}^2$$

c. Menghitung nilai a

$$a = \frac{(As \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{(1962,5 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 123,137 \text{ mm}$$

d. Menghitung nilai Cc

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 123,137$$

$$= 785000 \text{ N}$$

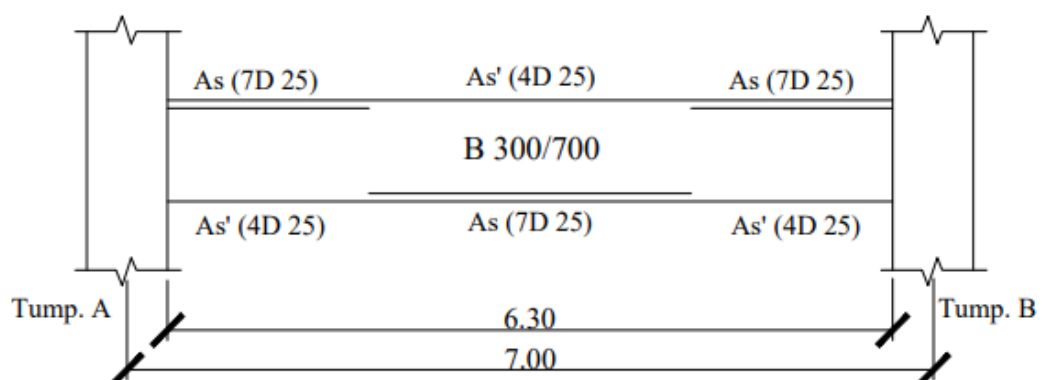
e. Menghitung momen kapasitas balok (M+)

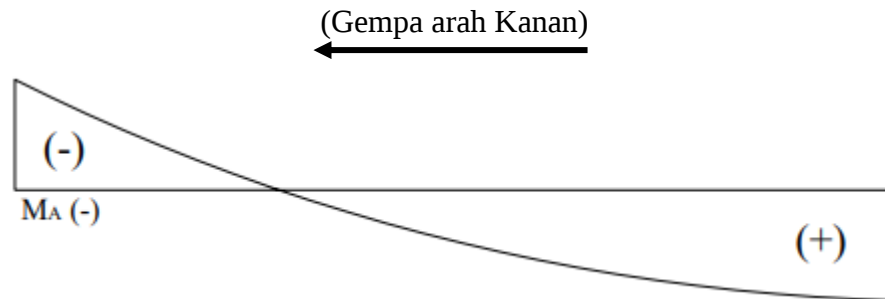
$$M_n = Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 785000 \cdot \left(635,5 - \frac{123,137}{2} \right)$$

$$= 450536127,5 \text{ Nmm} \approx 450,536 \text{ kNm}$$

Step 2: Analisis momen negatif (M-) penampang tumpuan





Gambar 5.18 Skema analisis M- balok tumpuan

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Kondisi (M-) yang menjadi tulangan Tarik adalah 7 D 25

- a. Menghitung nilai A_s dan A_s' terpasang

$$A_s \text{ (4 D 25)} = 3434,375 \text{ mm}^2$$

$$A_s' \text{ (7 D 25)} = 1962,5 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)}$$

- b. Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$\begin{aligned} y &= \frac{(n_1 \cdot A_{tul.1}) + (n_2 \cdot A_{tul.2})}{n_{tot} \cdot A_{tul}} \\ &= \frac{(4 \cdot 490,625 \cdot 64,5) + (3 \cdot 490,625 \cdot 114,5)}{7 \cdot 490,625} \\ &= 85,929 \text{ mm} \end{aligned}$$

- c. Menghitung nilai a

$$\begin{aligned} a &= \frac{(A_s \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(3434,375 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\ &= 215,490 \text{ mm} \end{aligned}$$

- d. Menghitung nilai C_c

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 215,490 \\ &= 1373750 \text{ N} \end{aligned}$$

- e. Menghitung momen kapasitas balok (M-)

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1373750 \cdot \left(614,071 - \frac{215,490}{2}\right) \\ &= 695565796,6 \text{ Nmm} \approx 695,566 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan diperoleh momen kapasitas tumpuan balok (tumpuan A = tumpuan B) dalam kondisi positif dan negatif. Nilai momen kapasitas ini hanya

digunakan untuk analisis lentur balok SRPMK. Besar momen kapasitas tumpuan balok akibat beban gempa adalah.

$$M_A (+) = M_B (+) = 450,536 \text{ kNm}$$

$$M_A (-) = M_B (-) = 695,566 \text{ kNm}$$

3. Cek persyaratan lentur balok SRPMK

Step 1 : Dimensi balok (SNI 2847-2019; Pasal 18.6.2; Hal-377)

a. Bentang bersih

$$d = 635,5 \text{ mm}$$

$$l_n = 6300 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \cdot 635,5 \\ = 2542 \text{ mm}$$

Cek syarat:

$$l_n \geq 4d; 6300 > 2542 \text{ (memenuhi syarat)}$$

b. Lebar minimum

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$0,3h = 0,3 \cdot 700 \\ = 210 \text{ mm}$$

Cek syarat :

$$h \geq 0,3h \text{ atau } 250; 700 \geq 210 \text{ atau } 250 \text{ (memenuhi syarat)}$$

c. Proyeksi lebar balok

$$b_{\text{balok}} = 300 \text{ mm}$$

$$b_{\text{kolom}} = 700 \text{ mm}$$

Cek syarat :

$$b_{\text{balok}} < b_{\text{kolom}}; 300 < 700 \text{ (memenuhi syarat)}$$

d. Cek nilai P_u sesuai persamaan

$$P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{10}$$

$$P_u = 0 \text{ kN}$$

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

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$A_g = 210000 \text{ mm}^2$$

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}\frac{A_g \cdot f_c'}{10} &= \frac{210000 \cdot 25}{10} \\ &= 525 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek syarat :

$$P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{10} ; 0 \text{ kN} < 525 \text{ kN}$$

Step 2 : Ketentuan tulangan longitudinal (SNI 2847-2019 ; Pasal 18.6.3.1 ; Hal-378)

a. Jumlah tulangan minimum balok

Syarat : minimum terdiri dari dua batang tul. Atas dan dua batang tul. Bawah

Jumlah tul. tumpuan = 7 buah (As) dan 4 buah (As')

Cek syarat : (memenuhi syarat)

b. Luas tulangan minimum balok

Syarat : tidak boleh kurang dari nilai terbesar dari As min1 dan As min2

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min1}} &= \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{0,25 \sqrt{25}}{400} \cdot 300 \cdot 635,5 \\ &= 595,781 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min2}} &= \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1,4}{400} \cdot 300 \cdot 635,5 \\ &= 667,275 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Diambil } A_{s \text{ min terbesar}} = 667,275 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ minimum (2 D 25)}} = 981,25$$

Cek syarat :

$$A_s > A_{s \text{ min}} ; 981,275 > 667,275 \text{ (memenuhi syarat)}$$

c. Luas maksimum tulangan

$$A_{s \text{ maksimum (7 D 25)}} = 3434,375 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{A_s}{b \cdot h} \\ &= \frac{3434,375}{300 \cdot 700} \\ &= 0,016\end{aligned}$$

Cek syarat :

$$\rho \leq 0,025 ; 0,016 \leq 0,025 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Step 3 : Kekuatan M_n^+ dan M_n^- berdasarkan tulangan yang terpasang (SNI 2847-2019; Pasal 18.6.3.2; Hal-279)

- a. Syarat pada tumpuan balok SRPMK

$$\text{Syarat : } M (+) \geq \frac{1}{2} M (-)$$

$$M (+) = 450,536 \text{ kNm}$$

$$M (-) = 695,566 \text{ kNm}$$

Cek Syarat :

$$450,536 \geq \frac{1}{2} 695,566 = 450,536 \geq 347,83 \text{ (memenuhi syarat)}$$

- b. Syarat pada sepanjang bentang balok SRPMK

$$\text{Syarat : } M (+) \text{ atau } M (-) \geq \frac{1}{4} M \text{ maksimum}$$

Diambil terkecil :

$$M (-) = 237,351 \text{ kNm}$$

Diambil momen terbesar :

$$M (-) = 695,566 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{4} M \text{ maksimum} = \frac{1}{4} \cdot 695,566$$

$$= 173,891 \text{ kNm}$$

Cek syarat :

$$M (-) \text{ terkecil} \geq \frac{1}{4} \text{ maksimum ; } 237,351 \geq 173,891 \text{ (memenuhi syarat)}$$

5.6.2.3 Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser balok SRPMK diperoleh dari kapasitas momen balok dengan mutu baja yang ditingkatkan menjadi 1,25 fy.

Step 1 : Perhitungan kapasitas momen untuk analisa geser balok

- a. Analisa momen positif (M^+) penampang yumpuan dengan 1,25 fy

Dalam kondisi (M^+) yang menjadi tulangan Tarik 4 D 25

- 1) Menghitung nilai A_s dan A_s' terpasang

$$A_s (4 \text{ D } 25) = 1962,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s' (7 \text{ D } 25) = 3434,375 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)}$$

- 2) Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$d = h - t_s - D_{\text{geser}} - \frac{1}{2} D_{\text{tul, lentur}}$$

$$= 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 25$$

$$= 635,5 \text{ mm}$$

3) Menghitung nilai a

$$\begin{aligned}a &= \frac{(As \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\&= \frac{(1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\&= 153,922 \text{ mm}\end{aligned}$$

4) Menghitung nilai Cc

$$\begin{aligned}Cc &= 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a \\&= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,922 \\&= 981250 \text{ N}\end{aligned}$$

5) Menghitung momen kapasitas balok (M+)

$$\begin{aligned}Mn &= Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\&= 981250 \cdot \left(635,5 - \frac{153,922}{2}\right) \\&= 548066605,4 \text{ Nmm} \approx 548,067 \text{ kNm}\end{aligned}$$

b. Analisis momen negatif (M-) penampang tumpuan dengan 1,25 fy

Dalam kondisi (M-) yang menjadi tulangan Tarik adalah 7 D 25

1) Menghitung nilai As dan As' yang terpasang

$$\begin{aligned}As \text{ (4 D 25)} &= 1962,5 \text{ mm}^2 \text{ (diabaikan)} \\As' \text{ (7 D 25)} &= 3434,375 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

2) Menghitung titik berat tulangan Tarik

$$\begin{aligned}y &= 85,93 \text{ mm} \\d &= h - y \\&= 700 - 85,93 \\&= 462,88 \text{ mm}\end{aligned}$$

3) Menghitung nilai a

$$\begin{aligned}a &= \frac{(As \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\&= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\&= 269,363 \text{ mm}\end{aligned}$$

4) Menghitung nilai Cc

$$\begin{aligned}Cc &= 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a \\&= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,363 \\&= 1717188 \text{ N}\end{aligned}$$

5) Menghitung momen kapasitas balok (M-)

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1717188 \cdot \left(614,07 - \frac{269,363}{2} \right) \\ &= 823202611,8 \text{ Nmm} \approx 823,203 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan diperoleh momen kapasitas tumpuan balok (tumpuan A = tumpuan B) dalam kondisi positif dan negatif. Nilai M_n yang diperoleh digunakan untuk analisa geser balok SRPMK. Besar momen kapasitas tumpuan balok akibat beban gempa.

$$M_n (+) = 548,067 \text{ kNm}$$

$$M_n (-) = 823,203 \text{ kNm}$$

Step 2 : Gaya geser desain berdasarkan (M+) dan (M-)

a. Menghitung gaya geser desain (V_u) akibat beban gravitasi

Kombinasi yang digunakan $Q_u = 1,2DL + LL$

$$V_u = 186,773 \text{ kN}$$

b. Menghitung gaya geser desain (V_u) akibat beban gempa arah kiri (struktur bergoyang ke kanan)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_A (+) + M_B (-)}{L_n} \\ V_u \text{ kiri} &= \frac{548,067 + 823,203}{6,3} \\ &= 217,662 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Menghitung gaya geser desain (V_u) akibat beban gempa arah kanan (struktur bergoyang ke kiri)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_A (-) + M_B (+)}{L_n} \\ V_u \text{ kanan} &= \frac{823,203 + 548,067}{6,3} \\ &= 217,662 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Menghitung nilai geser desain balok SRPMK dari kombinasi beban gravitasi dan beban gempa.

$$\begin{aligned} V_u \text{ komb} &= V_{u, \text{gravitasi}} \pm V_{u, \text{gempa kiri}} \\ &= 186,773 \pm 217,662 \\ &= 404,434 \text{ kN atau } 30,889 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u \text{ pakai} = 404,434 \text{ kN untuk tumpuan A dan B}$$

Step 3 : Perhitungan tulangan pada tumpuan balok SRPMK

Digunakan persamaan :

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.1)$$

Dimana :

V_n = gaya geser nominal (N)

V_c = gaya geser kontribusi dari beton (N)

V_s = gaya geser geser tulangan

Nilai V_c adalah 0 jika memenuhi syarat sebagai berikut.

a. Syarat 1 : $V_u \text{ gempa} \geq \frac{1}{2} V_u \text{ kombinasi}$

$$V_u \text{ gempa} = 217,662 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} V_u \text{ kombinasi} &= \frac{1}{2} \cdot 404,434 \text{ kN} \\ &= 202,217 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$217,662 > 202,217 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

b. Syarat 2 : $P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{20}$

$$A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

$$f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$P_u = 13116,5 \text{ N (ETABS)}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_g \cdot f_c'}{20} &= \frac{490000 \cdot 25}{20} \\ &= 612500 \text{ N (memenuhi syarat)} \end{aligned}$$

Kedua syarat diatas terpenuhi maka nilai $V_c = 0$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 0 + V_s$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} \\ &= \frac{404,434}{0,75} \\ &= 539,246 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek kapasitas geser penampang balok

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f_c'} b d = 539246 \text{ N} \leq 607930 \text{ N (memenuhi syarat)}$$

Step 4 : Menentukan jarak tulangan geser yang akan digunakan

- a. Menentukan jarak sengkang pada area sendi plastis, diambil nilai terkecil dari tiga syarat berikut :

$$\begin{aligned} 1) d/4 &= 614,07 / 4 \\ &= 153,52 \text{ mm} \\ 2) 6d \text{ tulangan} &= 6 \cdot 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$3) s \text{ min} = 150 \text{ mm}$$

Diambil nilai s maks 153,52 mm, maka digunakan :

$$s \text{ sendi plastis} = 100 \text{ mm}$$

- b. Menentukan jarak sengkang pada area diluar sendi plastis, diambil nilai terkecil dari dua syarat berikut:

$$\begin{aligned} 1) d/2 &= 614,07/2 \\ &= 307,036 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$2) s \text{ maks} = 150 \text{ mm}$$

digunakan jarak terkecil yaitu:

$$s \text{ lapangan} = 150 \text{ mm}$$

- c. Menentukan luas tulangan geser

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} \\ &= \frac{539246 \cdot 100}{240 \cdot 614,07} \\ &= 365,895 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- d. Menentukan jumlah kaki tulangan geser (D 12mm) yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_v}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{365,895}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2} \\ &= 3,24 \approx 4 \text{ kaki} \end{aligned}$$

- e. Menghitung kembali luas tulangan geser aktual

$$\begin{aligned} A_v &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{geser}}^2 \\ &= 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\ &= 452 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- f. Menghitung kapasitas geser balok B1 (300 x 700)

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{452 \cdot 240 \cdot 614,07}{100} \\
 &= 539,246 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- g. Syarat kapasitas geser balok

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &\geq V_u \\
 \phi(V_c + V_s) &\geq V_u \\
 0,75 (0 + 539,246) &\geq 202,217 \\
 404,434 &\geq 202,217 \quad (\text{memenuhi syarat})
 \end{aligned}$$

5.6.2.4 Hasil Perhitungan Balok SRPMK

1. Hasil analisis perhitungan balok SRPMK

Tabel 5.53 Hasil Perhitungan Desain Balok B1

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	300 x 700	300 x 700	mm
As	7 D 25	4 D 25	mm
As'	4 D 25	7 D 25	mm
Av	4 D 12	4 D 12	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕM_n	687,908	687,908	kNm
ϕV_n	404,434	404,434	kN

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.54 Hasil Perhitungan Desain Balok B2

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	300 x 600	300 x 600	mm
As	7 D 22	4 D 22	mm
As'	4 D 22	6 D 22	mm
Av	4 D 10	4 D 10	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕM_n	448,683	448,683	kNm
ϕV_n	376,983	376,983	kN

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.55 Hasil Perhitungan Desain Balok B3

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	300 x 500	300 x 500	mm
As	6 D 22	4 D 22	mm
As'	4 D 22	6 D 22	mm
Av	4 D 10	4 D 10	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕMn	309,550	309,550	kNm
ϕVn	259,482	259,482	kN

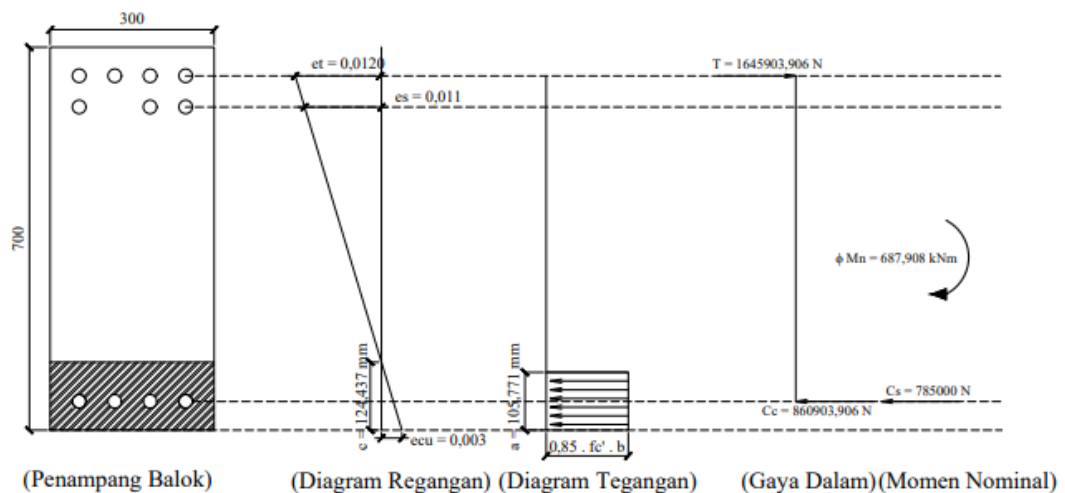
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.56 Hasil Perhitungan Desain Balok BA

Keterangan	Tumpuan	Lapangan	Satuan
Dimensi	250 x 500	250 x 500	mm
As	4 D 22	2 D 22	mm
As'	2 D 22	4 D 22	mm
Av	2 D 10	2 D 10	mm
s sendi plastis	100	150	mm
ϕMn	309,550	309,550	kNm
ϕVn	259,482	259,482	kN

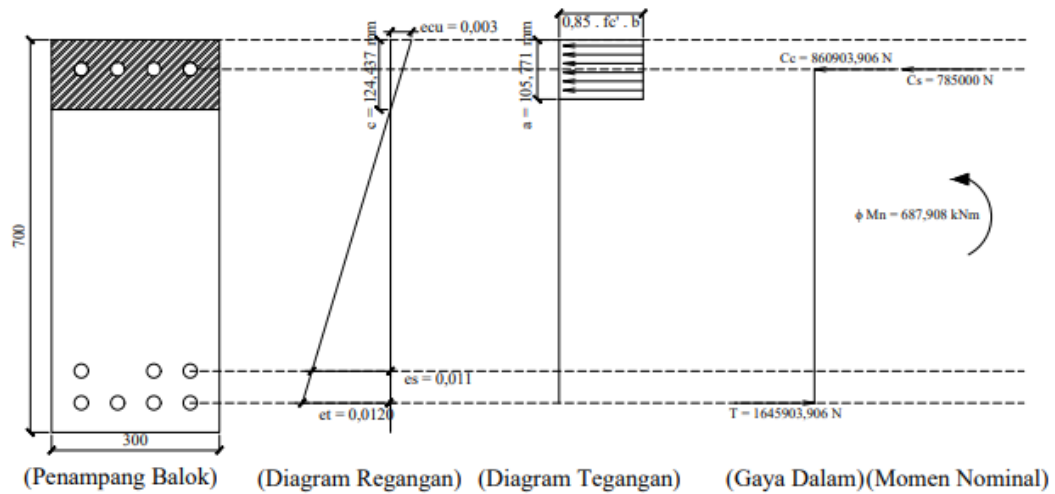
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

2. Diagram tegangan regangan balok



Gambar 5.19 Diagram tegangan-regangan balok B1 tumpuan

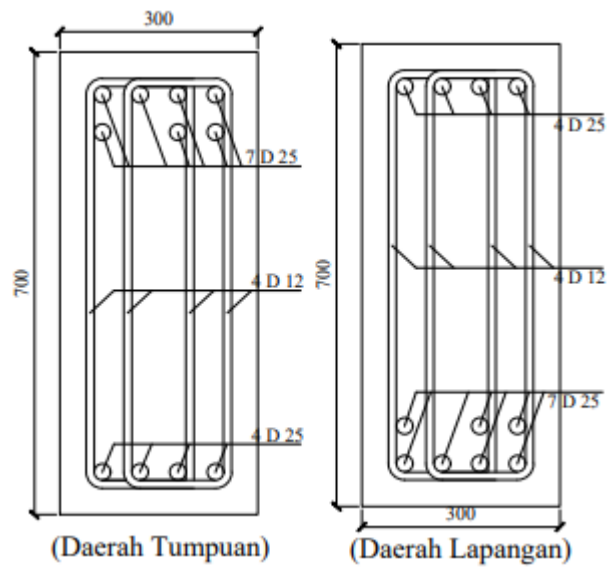
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5. 20 Diagram tegangan-regangan balok B1 lapangan

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

3. Gambar detail penampang balok



Gambar 5.21 Detail penampang balok B1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.3 Perhitungan Kolom

Perubahan struktur dari struktur komposit menjadi struktur beton bertulang mengakibatkan perubahan dimensi kolom awal K1 600x600 menjadi K1 700x700. Analisis dilakukan pada kolom dengan nilai gaya aksial terbesar.

1. Data Perencanaan

Diketahui :

b (lebar kolom)	= 700 mm
h (tinggi kolom)	= 700 mm
f'_c	= 25 Mpa
f_y	= 400 Mpa
f_{ys}	= 240 Mpa
D.tul utama	= 22 mm
D.tul geser	= 12 mm
Dimensi balok melintang	= 300/700 mm
Dimensi balok memanjang	= 300/700 mm
Tinggi lantai	= 4000 mm
P (maks)	= 2323,773 kN
M_u	= 411,238 kNm
V_u	= 452,891 kN

2. Desain Tulangan Lentur Kolom (*spColumn*)

Tulangan lentur didesain menggunakan software *spColumn* yaitu dengan mengasumsikan tulangan pakai 20 D 22 mm sehingga diperoleh rasio tulangan > 1% serta memasukan beban ultimit hasil analisa software ETABS. Berikut adalah hasil analisa dengan *spColumn*.

Tabel 5.57 Gaya Dalam pada Kolom K1

No	Kombinasi	P (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)
1	1,4DL	1869,6367	15,0028	3,2462
2	1,2DL + 1,6LL	1646,415	12,5875	3,2269
3	1,2DL + LL + RSX	2323,7734	134,6773	359,2231
4	1,2DL + LL + RSY	2234,5579	408,1937	155,1758
5	0,9DL + RSX	1895,7187	137,7222	358,2497
6	0,9DL + RSY	1806,5032	411,2385	154,2023

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Kombinasi no 1 dan 2 merupakan kombinasi dari gravity load yang terdiri dari dead load (DL) dan Live load (LL). Serta kombinasi akibat gravity load dan lateral load (gempa), terbagi menjadi dua berdasarkan arah gaya gempa yaitu X dan Y. untuk beban gempa arah X diwakili pada kombinasi No. 3 dan 5. Sedangkan untuk beban gempa akibat arah Y diwakili kombinasi No. 4 dan 6.

Tabel 5.58 Hasil analisis *spColumn* pada Kolom K1

No.	Demand			Capacity			Parameters at Capacity			Capacity
	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕP_n	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	NA Depth	ϵ_t	ϕ	Ratio
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm			
1	1869,60	0,00	0,00	6938,89	0,00	0,00	700,00	0,00	0,65	0,27
2	1646,4	0,00	0,00	177,01	856,04	0,00	125,00	0,01	0,90	0,27
3	2323,77	134,68	359,22	3363,24	308,34	822,44	517,00	0,00	0,65	0,49
4	2234,56	408,19	155,18	3363,24	820,21	311,81	518,00	0,00	0,65	0,53
5	1895,72	137,72	385,25	0,00	270,93	757,86	224,00	0,01	0,90	0,52
6	1806,50	411,24	154,20	0,00	754,11	282,77	229,00	0,01	0,90	0,55

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Hasil resume yang dikeluarkan *spColumn* dapat ditinjau kembali terhadap kekuatan kolom apakah sudah memenuhi syarat $fM_n/M_u > 1$. Jika demikian, maka kolom dinyatakan kuat menerima beban yang direncanakan. Berikut perhitungan pengecekan kekuatan kolom.

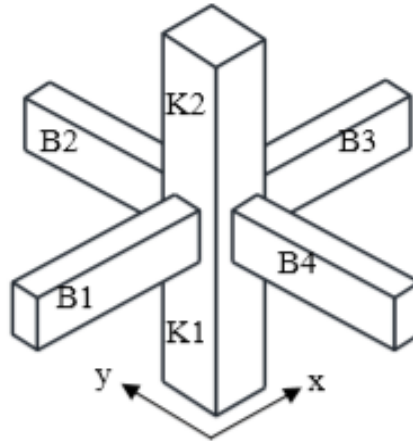
Tabel 5.59 Pengecekan syarat $fM_n/M_u > 1$

Mnx	Mny	$\phi M_n/\mu$	Cek
$\phi M_{nx} / \phi$	$\phi M_{ny} / \phi$		
0	0	999.999	OK
951,156	0	999.999	OK
474,369	1265,29	2,289	OK
1261,862	479,708	2,009	OK
301,033	842,067	1,967	OK
837,9	314,189	1,834	OK

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

3. Analisis Strong column-weak Beam (SCWB)

Analisis strong column weak beam pada kolom dilakukan guna memastikan bahwa elemen kolom tidak lebih lemah dari elemen balok.

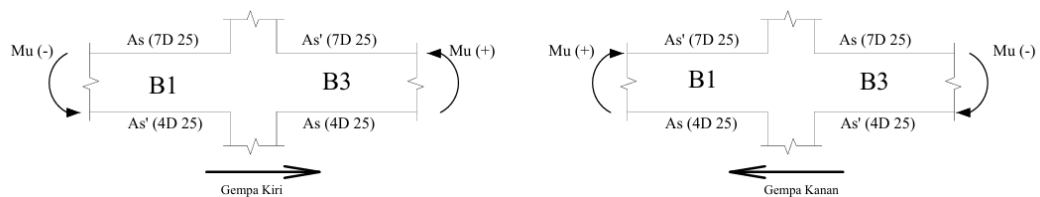


Gambar 5.22 Tinjauan joint untuk analisis SCWB

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Step 1 : Analisis momen balok pada arah X

Analisis kapasitas balok pada arah X yang menumpu pada kolom K1 melibatkan dua balok yaitu B1 dan B3. Kondisi yang dianalisis adalah pada saat terjadinya gempa dari arah kiri dan arah kanan. Ilustrasi tersebut dapat dilihat pada gambar Berikut.



Gambar 5.23 Skema analisis balok arah x pada SCWB

(Sumber : Analisis Penulisan, 2025)

Momen kapasitas balok – Gempa kiri (bergoyang ke kanan)

Balok B1 (B1 300/700)

$$A_s (7 D 25) = 3434,375 \text{ mm}^2$$

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

$$d = 614,07 \text{ mm}$$

$$a = \frac{(As \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$

$$= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 215,49 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 215,49$$

$$= 1373750 \text{ N}$$

$$Mn = Cc \cdot (d - \frac{a}{2})$$

$$= 1373750 \cdot (614,07 - \frac{215,49}{2})$$

$$= 695,566 \text{ kNm}$$

Balok B3 (B3 300/700)

$$As (4 \text{ D } 25) = 1962,5 \text{ mm}^2$$

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

$$d = 635,50 \text{ mm}$$

$$a = \frac{(As \cdot 1,25fy)}{0,85 \cdot fc' \cdot b}$$

$$= \frac{(1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 123,14 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \cdot fc' \cdot b \cdot a$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 123,14$$

$$= 785000 \text{ N}$$

$$Mn = Cc \cdot (d - \frac{a}{2})$$

$$= 785000 \cdot (635,5 - \frac{123,14}{2})$$

$$= 450,536 \text{ kNm}$$

$$\Sigma Mnb \text{ (gempa kiri)} = Mn \text{ B1} + Mn \text{ B3}$$

$$= 695,566 \text{ kNm} + 450,536 \text{ kNm}$$

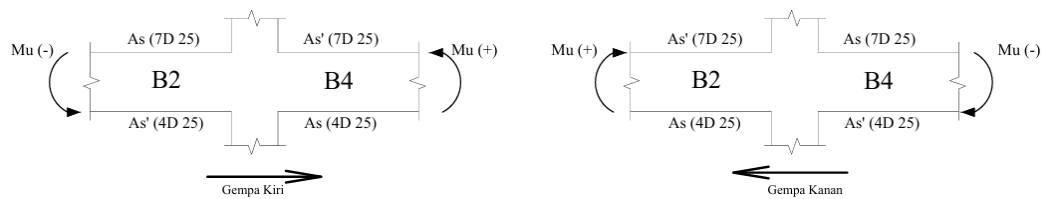
$$= 1146,102 \text{ kNm}$$

Karena kondisi struktur saat bergoyang ke kiri (gempa kanan) dipikul oleh jumlah tulangan Tarik yang sama dengan kondisi struktur saat bergoyang ke kanan

(gempa kiri), maka nilai kapasitas momen balok untuk arah X akibat gempa kiri dan gempa kanan adalah sama, Sehingga $\sum M_{nb-x} = 1146,102 \text{ kNm}$

Step 2 : Analisis momen balok pada arah Y

Analisis kapasitas balok pada arah Y yang menumpu pada kolom K1 melibatkan dua balok yaitu balok B2 dan B4. Kondisi yang dianalisis adalah pada saat terjadinya gempa dari arah kiri dan arah kanan. Ilustrasi kondisi tersebut dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5.24 Skema analisis balok arah Y pada SCWB

(Sumber : Analisis Penulisan, 2025)

Momen kapasitas balok – Gempa kiri (bergoyang ke kanan)

Balok B2 (B2 300/700)

$$\begin{aligned}
 A_s (7 \text{ D } 25) &= 3434,375 \text{ mm}^2 \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 614,07 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(A_s \cdot 1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 269,36 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36 \\
 &= 1717187,5 \text{ N} \\
 M_n &= C_c \cdot (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 1717187,5 \cdot (614,07 - \frac{269,36}{2}) \\
 &= 695,566 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Balok B4 (B4 300/700)

$$A_s (4 \text{ D } 25) = 1962,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
b &= 300 \text{ mm} \\
d &= 635,5 \text{ mm} \\
a &= \frac{(A_s \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
&= \frac{(1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
&= 123,137 \text{ mm} \\
C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
&= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 123,137 \\
&= 785000 \text{ N} \\
M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
&= 785000 \cdot \left(635,5 - \frac{123,137}{2}\right) \\
&= 450,536 \text{ kNm} \\
\sum M_{nb} \text{ (gempa kiri)} &= M_n B2 + M_n B4 \\
&= 695,566 \text{ kNm} + 450,536 \text{ kNm} \\
&= 1146,102 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dari kedua nilai momen balok akibat gempa arah kiri dan kanan mendapatkan nilai yang sama yaitu $\sum M_{nb-y} = 1146,102 \text{ kNm}$. (sebagai catatan jika nilai momen berbeda maka diambil nilai terbesar)

Step 3 : Analisis kapasitas momen kolom

Kapasitas momen kolom diperoleh dari momen kolom atas dan kolom bawah pada joint yang ditinjau, dalam hal ini adalah kolom K1 dan K1. Kolom tipe K1 (700/700), dimana jumlah tulangnya sama sehingga kapasitas momennya pun sama. Adapun besar kapasitas momen diperoleh dari hasil analisis menggunakan software *spColumn*.

a) Kapasitas momen kolom arah X (M_{nc-y})

Gempa arah x pada kolom mengakibatkan kolom bergoyang ke arah x, hal tersebut karena adanya momen yang berputar pada sumbu y (M_{nc-y}). Nilai momen diperoleh dari nilai terkecil pada kombinasi yang mengandung beban gempa arah x (kombinasi 3 dan 5)

$$\text{Kolom K1 (700x700) ; } M_{nc1-y} = \frac{757,86}{0,65}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1165,94 \text{ kNm} \\
 \text{Kolom K2 (700x700) ; } M_{nc2-y} &= \frac{757,86}{0,65} \\
 &= 1165,94 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Kapasitas momen kolom arah Y (M_{nc-x})

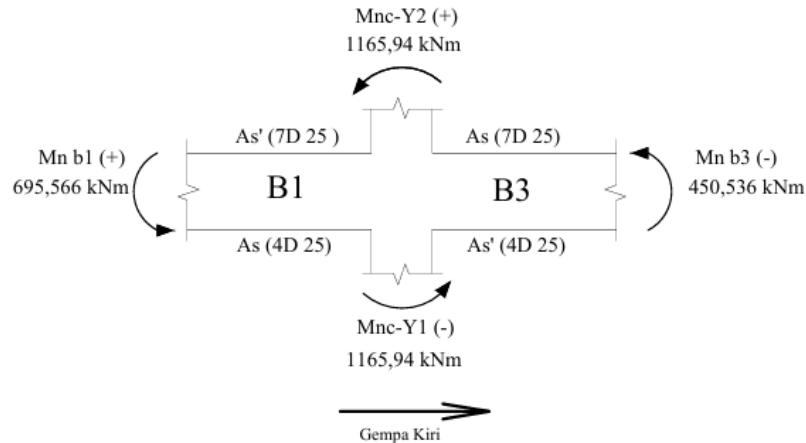
$$\begin{aligned}
 \text{Kolom K1 (700x700) ; } M_{nc1-x} &= \frac{754,11}{0,65} \\
 &= 1160,17 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kolom K2 (700x700) ; } M_{nc2-x} &= \frac{754,11}{0,65} \\
 &= 1160,17 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Step 4 : Analisis syarat SCWB

Kekuatan lentur kolom harus memenuhi syarat yang ditentukan dalam SNI 2847:2019; Pasal 18.7.3.2; Hal-385.

Untuk arah X :

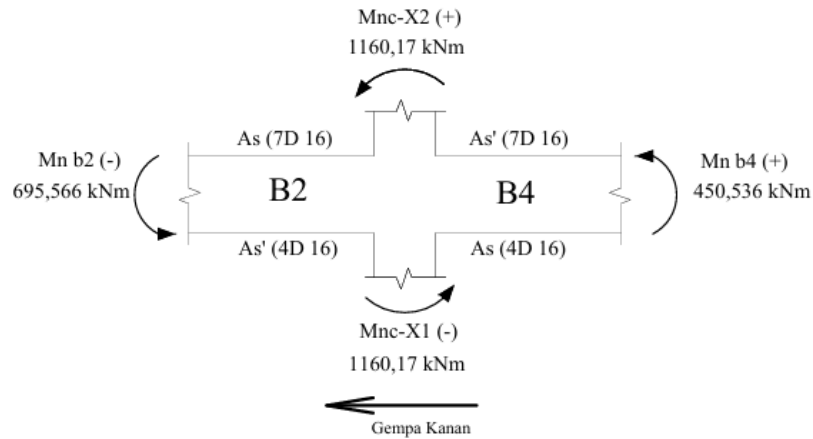


Gambar 5. 25 Hasil analisis SCWB arah X

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned}
 \sum M_{nc-y} &\geq 1,2 \sum M_{nb-x} \\
 (M_{nc1-y} + M_{nc2-y}) &\geq 1,2 \sum M_{nb-x} \\
 (1165,94 + 1165,95) &\geq 1,2 \cdot 1146,102 \\
 2331,88 \text{ kNm} &\geq 1375,322 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Untuk arah Y :



Gambar 5.26 Hasil analisis SCWB arah Y

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$\begin{aligned} \sum M_{nc-x} &\geq 1,2 \sum M_{nb-y} \\ (M_{nc1-x} + M_{nc2-x}) &\geq 1,2 \sum M_{nb-y} \\ (1160,17 + 1160,17) &\geq 1,2 \cdot 1146,102 \\ 2320,34 \text{ kNm} &\geq 1375,322 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4. Analisis Gaya Geser Ultimate Kolom SRPMK

Geser kolom harus ditentukan dengan tiga tinjauan yaitu gaya geser yang diakibatkan momen kapasitas kolom (V_e dari kolom, gaya geser yang diakibatkan momen kapasitas balok (V_e dari balok) dan gaya geser yang dihitung dari hasil analisis struktur (V_e dari *ETABS*).

Step 1 : Nilai V_e dari kapasitas momen kolom

Mencari nilai kapasitas momen kolom untuk memperoleh nilai V_e yaitu dengan analisis menggunakan *spColumn* seperti pada step 3 analisis SCWB. Perbedaannya adalah nilai f_y yang digunakan yaitu $1,25f_y$ dan factor reduksi (ϕ) yaitu sebesar 1,0. Sehingga dapat diambil momen terbesar dari seluruh kombinasi yang tersebut sebagai *momen probable* (M_{pr}).

Tabel 5.60 Hasil analisis kolom K1 70x70 dengan 1,25fy dan $\phi = 1,0$

No	Pu	M _{ux}	M _{uy}	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n/M_u$	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		
1	1869,60	0,00	0,00	1161,14	0,00	999,999	1,000
2	1646,42	0,00	0,00	1161,14	0,00	999,999	1,000
3	2323,77	134,68	359,22	372,68	994,03	2,77	1,000
4	2234,56	408,19	155,18	992,33	377,24	2,43	1,000
5	1895,72	137,72	385,25	357,40	999,75	2,60	1,000
6	1806,50	411,24	154,20	994,02	372,73	2,42	1,000

(Sumber : Analisa Penulis, 2024)

Nilai Mpr diambil dari nilai terbesar dari enam kombinasi yang digunakan. Pada tabel diatas nilai Mpr adalah 999,75 kNm. Nilai Mpr yang diperoleh dianggap sebagai momen pada ujung kolom baik dalam arah x maupun arah y. sehingga dapat dihitung nilai V_e dari kolom menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 V_e \text{ dari kolom} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= \frac{999,75 + 999,75}{3,3} \\
 &= 605,909 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Step 2 : Nilai V_e dari kapasitas momen balok

Perhitungan nilai kapasitas momen balok pada tahap ini sama seperti perhitungan sebelumnya, perbedaannya adalah nilai f_y yang digunakan yaitu 1,25fy. Maka diperoleh nilai momen kapasitas balok adalah:

$$\sum M_{nb-x} = 1146,102 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb-y} = 1146,102 \text{ kNm}$$

Nilai gaya geser dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{e-x} \text{ dari balok} &= \frac{\sum M_{nb-x}}{l_n} \\
 &= \frac{1146,102}{3,3} \\
 &= 347,304 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{e-y} \text{ dari balok} &= \frac{\sum M_{nb-y}}{l_n} \\
 &= \frac{1146,102}{3,3} \\
 &= 347,304 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai geser V_e balok = 347,304 kN

Step 3 : Nilai V_e dari hasil analisa struktur (ETABS)

Gaya geser hasil analisa *software ETABS* dilihat dari beban kombinasinya. Gaya geser yang diperoleh adalah:

V_e dari ETABS = 452,891 kN

Step 4 : Gaya geser desain kolom

Berdasarkan hasil analisis gaya geser diperoleh gaya geser desain untuk kolom adalah sebagai berikut.

V_e (dari kolom) = 605,909 kN

V_e (dari balok) = 347,304 kN

V_u (dari ETABS) = 452,891 kN

Mengacu pada SNI 2847:2019; Pasal 18.7.6.1.1; Hal-391, nilai gaya geser kolom tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan joint berdasarkan M_{pr} balok yang merangka ke joint dan nilai V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur. Jika dimuat dalam persamaan, maka:

$$V_e \text{ (dari ETABS)} \leq V_e \text{ (dari kolom)} \leq V_e \text{ (dari balok)}$$

$$452,891 \leq 605,909 \leq 347,304$$

Berdasarkan nilai diatas V_e dari kolom melebihi V_e balok, sehingga nilai geser V_e akibat kolom cukup diambil sebesar V_e balok. Jadi gaya geser rencana dalam desain geser kolom adalah $V_u = V_e$ akibat balok = 347,304 kN

Step 5 : Menentukan panjang sendi plastis l_0 pada ujung kolom

1. h = 700 mm
2. $1/6 l_n$ = $1/6 \cdot 3300$
= 550 mm
3. 450 mm

Sehingga diambil nilai terbesar yaitu 700 mm sepanjang l_0

Step 6 : Menghitung spasi tulangan geser kolom SRPMK

Jarak tulangan geser dibedakan menjadi dua yaitu sepanjang l_0 dan diluar l_0 . Jarak tulangan geser pada daerah sepanjang l_0 diatur dalam SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5.3; Hal-389, dimana nilai spasi tidak melebihi nilai terkecil dari:

1. $1/4h$ kolom = $1/4 \cdot 700$
1. 6D tul. utama = $6 \cdot 22$

$$\begin{aligned}
&= 132 \text{ mm} \\
2. \quad S_o &= 100 + 1/3(350-h_x) \\
h_c &= b - 2 (t_s + D_{\text{geser}}) - D_{\text{tul}} \\
&= 700 - 2 (40 + 12) - 22 \\
&= 574 \text{ mm} \\
h_x &= h_c / (\text{jumlah baris tulangan} - 1) \\
&= 574 / (6-1) \\
&= 114,800 \text{ mm} \\
S_o &= 100 + 1/3(350 - 114,800) \\
&= 178,400 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Nilai terkecil yaitu 132 mm. Maka digunakan jarak tulangan geser pada l_0 yaitu 100 mm.

Adapun untuk jarak tulangan geser diluar daerah panjang l_0 diatur dalam SNI 2847:2019; Pasal 18.7.5.8; Hal-390, dimana nilai spasi tidak melebihi nilai terkecil dari.

$$\begin{aligned}
1. \quad 6D &= 6 \cdot 22 \\
&= 132 \text{ mm} \\
2. \quad 150 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Nilai terkecil yaitu 132 mm. maka digunakan jarak tulangan diluar daerah l_0 yaitu 130 mm

Step 7 : Menghitung tulangan geser kolom SRPMK

1. Analisis nilai geser beton (V_c) pada sendi plastis

Sebelum menghitung kebutuhan tulangan geser, terlebih dahulu dihitung kontribusi geser beton (V_c) sesuai dengan SNI 2847:2019; Pasal 18.7.6.2; Hal-392. Asumsi nilai $V_c = 0$ jika memenuhi syarat sebagai berikut:

a. **Syarat 1** : V_e dari balok $> \frac{1}{2} V_e$ dari kolom

$$\begin{aligned}
V_e \text{ dari balok} &= 347,304 \text{ kN} \\
\frac{1}{2} V_e \text{ dari kolom} &= \frac{1}{2} \cdot 605,909 \text{ kN} \\
&= 302,955 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Cek syarat :

$$347,304 \text{ kN} > 302,955 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi syarat})$$

b. **Syarat 2** : $P_u < \frac{A_g \cdot f_{c'}}{20}$

$$\begin{aligned}
A_g &= 490000 \text{ mm}^2 \\
f_c' &= 25 \text{ Mpa} \\
P_u &= 2323773,4 \text{ N} \\
\frac{A_g \cdot f_c'}{20} &= \frac{490000 \cdot 25}{20} \\
&= 612500 \text{ N}
\end{aligned}$$

Cek syarat :

$$2323773,4 \text{ N} < 612500 \text{ N} \quad (\text{tidak memenuhi})$$

Karena hanya satu syarat yang terpenuhi, maka $V_c \neq 0$

2. Menghitung nilai V_c

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

$$\begin{aligned}
N_u &= 1646420 \text{ N} \\
d &= 0,8 \cdot 700 \\
&= 560 \text{ mm} \\
A_g &= 490000 \text{ mm}^2 \\
\lambda &= 1 \\
V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{1646420}{14 \cdot 490000}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 700 \cdot 560 \\
&= 830,152 \text{ kN}
\end{aligned}$$

V_s perlu dihitung jika $V_c < V_u$ pakai. Karena $V_c > V_u$ pakai, maka nilai V_s tidak perlu dihitung.

3. Menghitung luasan tulangan geser sepanjang l_o

Perhitungan luas tulangan geser diatur dalam SNI 2847:2019; Tabel 18.7.5.4; Hal-390. Persamaan yang digunakan ditentukan dari control nilai gaya aksial dan mutu beton. Karena nilai P_u untuk kolom K1 $\leq 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ Mpa}$, maka nilai A_{sh} dipilih yang terbesar diantara dua persamaan berikut:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\ 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
s &= 100 \text{ mm} \\
b_c &= h - 2 \cdot t_s \\
&= 700 - 2 \cdot 40 \\
&= 620 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= bc \cdot bc \\
 &= 620 \cdot 620 \\
 &= 384400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_g = 490000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{a. } A_{sh1} &= 0,3 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\
 &= 0,3 \cdot \frac{100 \cdot 620 \cdot 25}{240} \cdot \left[\frac{490000}{384400} - 1 \right] \\
 &= 532,258 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } A_{sh2} &= 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f_c'}{f_{yt}} \\
 &= 0,09 \frac{100 \cdot 620 \cdot 25}{240} \\
 &= 581,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar :

$$A_{sh, \min} = 581,25 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{tul. geser}} &= \frac{1}{4} \pi D_{\text{geser}}^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2 \\
 &= 113,04 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kaki tulangan (n)} &= \frac{A_{sh, \min}}{A_{\text{tul. geser}}} \\
 &= \frac{581,25}{113,04} \\
 &= 4,7 \approx 6 \text{ kaki}
 \end{aligned}$$

Maka luas tulangan geser pada daerah sendi plastis dapat dihitung:

$$\begin{aligned}
 A_{sh} = A_v &= n \times A_{\text{tul. geser}} \\
 &= 6 \cdot 113,04 \\
 &= 678,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat geser yang dihasilkan oleh tulangan geser adalah:

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \\
 &= \frac{678,24 \cdot 240 \cdot 560}{100} \\
 &= 911,555 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jadi kuat nominal geser pada sepanjang l_0 :

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \\
 &= 830,152 + 911,555
 \end{aligned}$$

$$= 1741,706 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u \text{ pakai}$$

$$0,75 \cdot 1741,706 \geq 347,304$$

$$1219,19 \geq 347,304 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Sehingga tulangan geser yang digunakan pada daerah sendi plastis adalah 6 D 12 – 100 mm.

4. Tulangan geser diluar l_o

Tulangan geser diluar sendi plastis menggunakan nilai V_u hasil dari analisis ETABS dan V_c dari hasil perhitungan sebelumnya. Sama dengan kondisi sendi plastis, nilai V_c lebih besar dari V_u , maka nilai V_s tidak perlu dipertimbangkan. Adapun untuk luasan sengkang yang digunakan sama dengan daerah sendi plastis, yang membedakan adalah jarak sengkang. Sehingga tulangan sengkang yang digunakan diluar daerah sendi plastis adalah 6 D 12 – 130 mm.

5.6.2.5 Momen Interaksi Kolom

Perhitungan momen interaksi kolom memiliki 5 kondisi, yaitu saat beban sentris, saat kondisi eksentris $c > c_b$, kondisi eksentris $c < c_b$, kondisi seimbang, dan kondisi $P = 0$.

Step 1 : Kondisi beban sentris

$$\begin{aligned} P_0 &= 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_s) + f_y A_s \\ &= 0,85 \cdot 25 (490000 - 7598,8) + 400 \cdot 7598,8 \\ &= 13290,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_0 &= 0,65 \cdot 12290,55 \\ &= 8638,855 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n \text{ maks}} &= 0,8 \cdot 13290,55 \\ &= 10632,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{n \text{ maks}} &= 0,65 \cdot 10632,44 \\ &= 6911,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Step 2 : Kondisi eksentris $c > c_b$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{(600 \cdot d)}{(600 - f_y)} \\ &= \frac{(600 \cdot 637)}{(600 - 400)} \\ &= 382,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_{\text{missal}} &= 383 \\
a &= \beta_1 \cdot c \\
&= 0,871 \cdot 383 \\
&= 333,757 \\
z_c &= \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \\
&= \frac{700}{2} - \frac{333,757}{2} \\
&= 183,121 \text{ mm} \\
cc &= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \\
&= 0,85 \cdot 25 \cdot 333,121 \cdot 700 \\
&= 4964637,5 \text{ Nmm} \\
mc &= cc \cdot z_c \\
&= 4964637,5 \cdot 183,121 \\
&= 909131511,3 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Sampel perhitungan konfigurasi tulangan yang terletak pada 63 mm dari tepi kolom (d') dengan jumlah tulangan 6 buah ($A_{sn} = 2279,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
Z_s &= 0,5 \cdot h - d \\
&= 0,5 \cdot 700 - 63 \\
&= 287 \text{ mm} \\
\varepsilon_{sn} &= 0,003 \cdot \frac{c-d}{c} \\
&= 0,003 \cdot \frac{383-63}{383} \\
&= 0,0025
\end{aligned}$$

Jika $\varepsilon_{sn} > \varepsilon_y$ ($f_y/200000$), maka $f_s = f_y$

$$\begin{aligned}
F_s &= 400 \text{ Mpa} \\
N &= f_s \cdot A_{sn} \\
&= 400 \cdot 2279,6 \\
&= 911856 \text{ N} \\
N \cdot s &= 261702672 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Tabel 5.61 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c > c_b$

A_{sn}	$(h/2)-d$	f_s	N	N. jarak
2279,64	287	400	911856	261702672
759,88	177	328,982	249986,6319	44247634
759,88	67	156,658	119041,2533	7975764
759,88	-67	-53,264	-40474,02611	2711759,7
759,88	-177	-225,59	-171419,4047	30341235
2279,64	-287	-397,91	-907094,3499	260336078
Total			161896,1044	607315143

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$T_s = 161896,1 \text{ N}$$

$$m_s = 607315143 \text{ Nmm}$$

$$P_n = T_s + C_c$$

$$= 5126,534 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,85 \cdot 5126,534$$

$$= 4357,554$$

$$M_n = m_c + m_s$$

$$= 1516,447 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 985,690 \text{ kNm}$$

Step 3 : Kondisi seimbang $c = c_b$

$$c = 382,2$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$= 0,871 \cdot 382,2$$

$$= 333,06$$

$$z_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2}$$

$$= \frac{700}{2} - \frac{333,06}{2}$$

$$= 183,57 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 333,06 \cdot 700$$

$$= 4954267,5 \text{ Nmm}$$

$$m_c = c_c \cdot z_c$$

$$= 4954267,5 \cdot 183,57$$

$$= 908959458,2 \text{ Nmm}$$

Sampel perhitungan konfigurasi tulangan yang terletak pada 173 mm dari tepi kolom (d') dengan jumlah tulangan 2 buah ($A_{sn} = 759,88 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} Z_s &= 0,5 \cdot h - 173 \\ &= 0,5 \cdot 700 - 173 \\ &= 177 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sn} &= 0,003 \cdot \frac{c-d}{c} \\ &= 0,003 \cdot \frac{382,2-173}{382,2} \\ &= 0,0016 \end{aligned}$$

Jika $\epsilon_{sn} > \epsilon_y (f_y/200000)$, maka $f_s = f_y$

$$\begin{aligned} f_s &= 0,0016/200000 \\ &= 328,414 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= f_s \cdot A_{sn} \\ &= 328,414 \cdot 759,88 \\ &= 249555,57 \text{ N} \end{aligned}$$

$$N \cdot s = 44171335 \text{ Nmm}$$

Tabel 5.62 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c = c_b$

A_{sn}	$(h/2)-d$	f_s	N	N. jarak
2279,64	287	400	911856	261702672
759,88	177	328,414	249555,567	44171335
759,88	67	155,73	118336,100	7928518,7
759,88	-67	-54,631	-41513,068	2781375,5
759,88	-177	-227,32	-172732,534	30573658
2279,64	-287	-400	-911856	261702672
Total			153646,066	608860232

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$T_s = 153646,066 \text{ N}$$

$$m_s = 608860232 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} P_n &= T_s + C_c \\ &= 5107,914 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,85 \cdot 5107,914 \\ &= 4341,726 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_n = m_c + m_s$$

$$= 1517,820 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 986,583 \text{ kNm}$$

Step 4 : Kondisi eksentris $c < cb$

$$C_{missal} = 380$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

$$= 0,871 \cdot 380$$

$$= 331,14$$

$$z_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2}$$

$$= \frac{700}{2} - \frac{331,14}{2}$$

$$= 184,428 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 331,14 \cdot 700$$

$$= 4925750 \text{ Nmm}$$

$$mc = cc \cdot z_c$$

$$= 4925750 \cdot 184,428$$

$$= 908449035,7 \text{ Nmm}$$

Sampel perhitungan konfigurasi tulangan yang terletak pada 283 mm dari tepi kolom (d') dengan jumlah tulangan 2 buah ($A_{sn} = 759,88 \text{ mm}^2$)

$$Z_s = 0,5 \cdot h - 283$$

$$= 0,5 \cdot 700 - 283$$

$$= 67 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{sn} = 0,003 \cdot \frac{c-d}{c}$$

$$= 0,003 \cdot \frac{380-283}{380}$$

$$= 0,0008$$

Jika $\epsilon_{sn} > \epsilon_y$ ($f_y/200000$), maka $f_s = f_y$

$$F_s = 0,0008/200000$$

$$= 153,158 \text{ Mpa}$$

$$N = f_s \cdot A_{sn}$$

$$= 153,158 \cdot 759,88$$

$$= 116381,62 \text{ N}$$

$$N \cdot s = 7797568,6 \text{ Nmm}$$

Tabel 5.63 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Kondisi $c < c_b$

A_{sn}	$(h/2)-d$	f_s	N	N. jarak
2279,64	287	400	911856	261702672
759,88	177	326,842	248360,779	43959858
759,88	67	153,158	116381,621	7797568,6
759,88	-67	-58,421	-44392,989	2974330,3
759,88	-177	-232,11	-176372,147	31217870
2279,64	-287	-405,79	-925053,9158	265490474
Total			130779,347	613142773

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

$$T_s = 130779,347 \text{ N}$$

$$m_s = 613142773 \text{ Nmm}$$

$$P_n = T_s + C_c$$

$$= 5056,529 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,85 \cdot 5056,529$$

$$= 4298,05 \text{ kN}$$

$$M_n = m_c + m_s$$

$$= 1521,592 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 989,035 \text{ kNm}$$

Step 5 : Kondisi $P = 0$

$$A_s' = 3799,4 \text{ mm}^2$$

$$d_s' = 173 \text{ mm}$$

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

$$= (3799,4 \cdot 400) / (0,85 \cdot 25 \cdot 700)$$

$$= 102,169$$

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

$$= 3799,4 \cdot 400 \cdot (173 - 102,169/2)$$

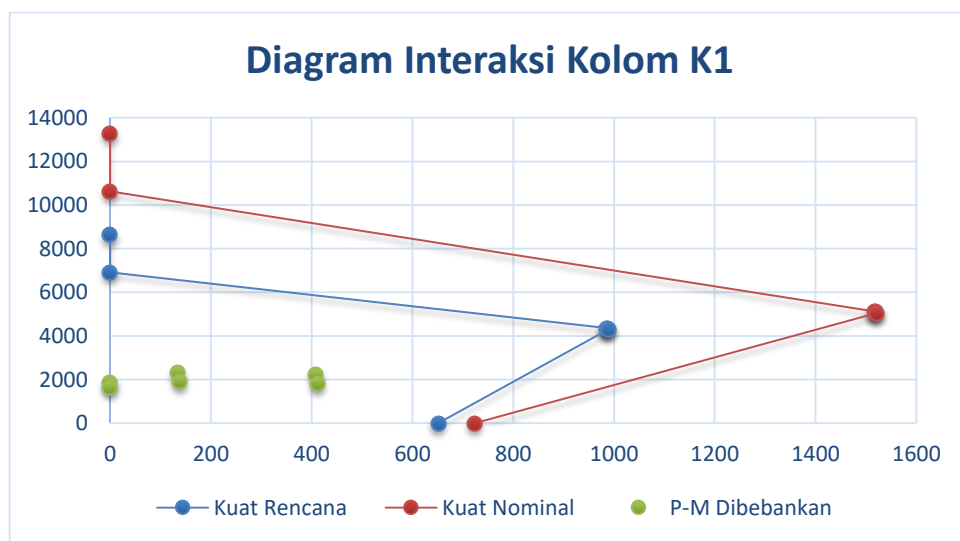
$$= 723,277 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 650,950 \text{ kNm}$$

Tabel 5.64 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K1

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	8638,85	13290,5455	0	0
Beban Sentris, Pn max	6911,08	10632,4364	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	4357,55	5126,534	985,690	1516,447
Kondisi Seimbang	4341,73	5107,914	986,583	1517,820
Kondisi Eksentris $c < c_b$	4298,05	5056,529	989,035	1521,592
Kondisi P=0	0	0	650,950	723,2775

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



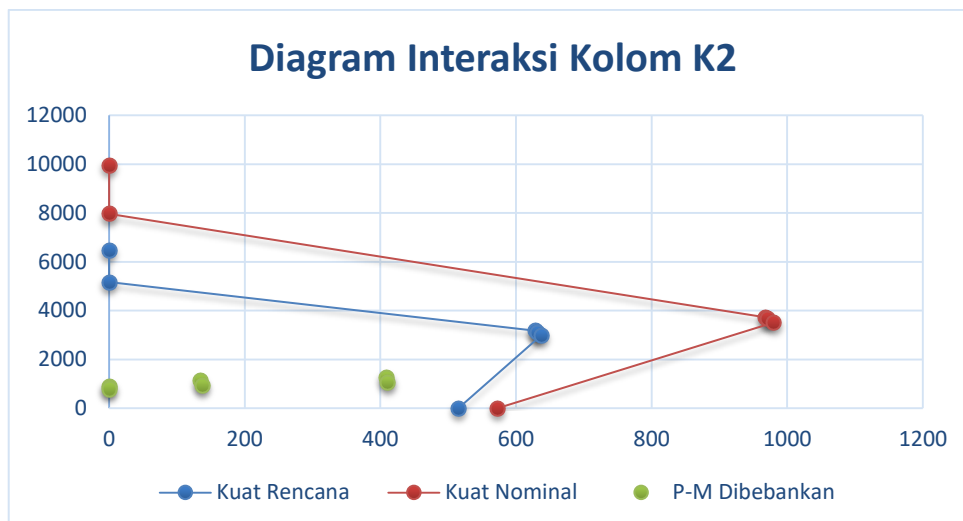
Gambar 5. 27 Diagram Interaksi Kolom K1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5 65 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K2

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	6469,08	9952,4364	0	0
Beban Sentris, Pn max	5175,27	7961,94912	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	3172,68	3732,563	628,977	967,656
Kondisi Seimbang	3123,0	3674,114	631,356	971,318
Kondisi Eksentris $c < c_b$	2993,3	3521,586	637,473	980,728
Kondisi P=0	0	0	515,185	572,4282

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



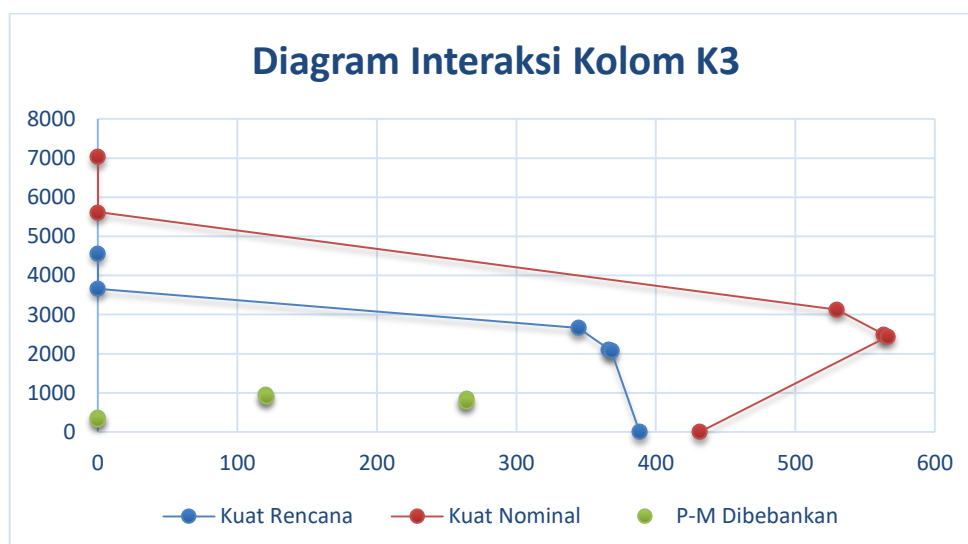
Gambar 5. 28 Diagram Interaksi Kolom K2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.66 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K3

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	4569,38	7029,8131	0	0
Beban Sentris, Pn max	3655,5	5623,85048	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	2657,31	3126,242	344,333	529,743
Kondisi Seimbang	2117,9	2491,667	366,219	563,414
Kondisi Eksentris $c < c_b$	2069,4	2434,570	368,029	566,198
Kondisi P=0	0	0	388,344	431,4938

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



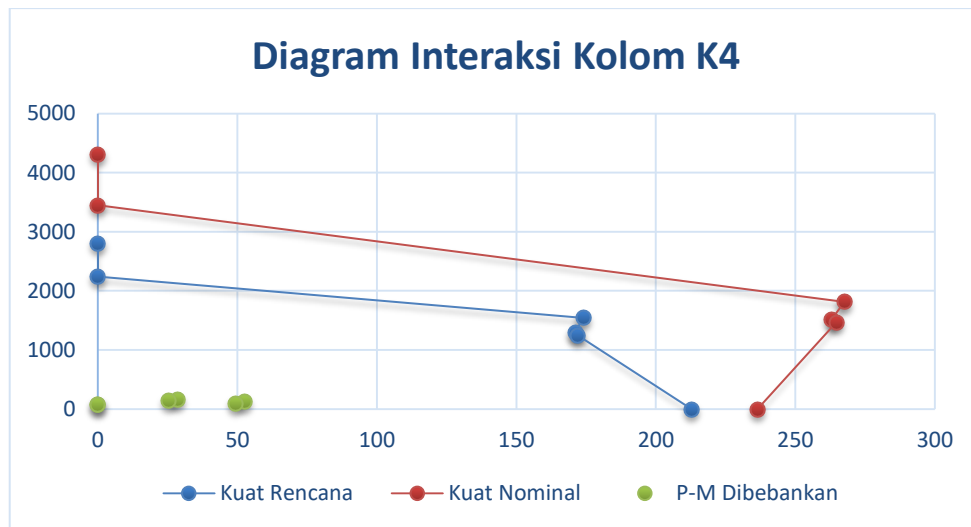
Gambar 5.29 Diagram Interaksi Kolom K3

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.67 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom K4

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	2803,69	4313,3632	0	0
Beban Sentris, Pn max	2242,95	3450,69056	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	1540,42	1812,262	173,929	267,583
Kondisi Seimbang	1292,4	1520,514	171,002	263,080
Kondisi Eksentris $c < c_b$	1245,5	1465,352	172,070	264,723
Kondisi P=0	0	0	212,752	236,3913

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



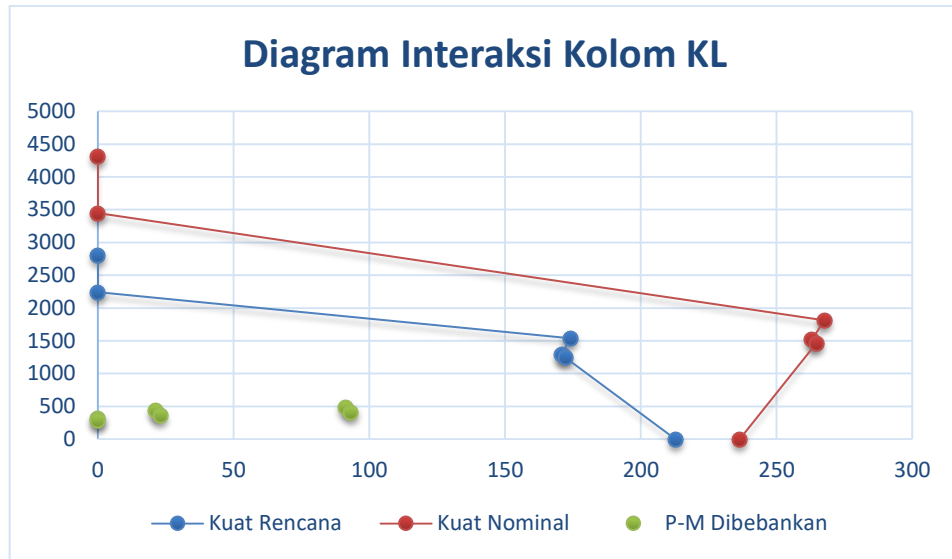
Gambar 5.30 Diagram Interaksi Kolom K4

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5 68 Rekapitulasi Perhitungan Momen Interaksi Kolom KL

Kondisi	Pr (kN)	Pn (kN)	Mr (kNm)	Mn (kNm)
Beban Sentris P0	2803,69	4313,3632	0	0
Beban Sentris, Pn max	2242,95	3450,69056	0	0
Kondisi Eksentris $c > c_b$	1540,42	1812,262	173,929	267,583
Kondisi Seimbang	1292,4	1520,514	171,002	263,080
Kondisi Eksentris $c < c_b$	1245,5	1465,352	172,070	264,723
Kondisi P=0	0	0	212,752	236,3913

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.31 Diagram Interaksi Kolom KL

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.2.6 Hasil Perhitungan Kolom SRPMK

1. Hasil analisis perhitungan kolom SRPMK

Tabel 5.69 Hasil Perhitungan Desain Kolom K1

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	700x700	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	20 D 22	mm
Tul. Geser Tumpuan	4 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	4 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	550	mm
Rasio Tulangan	1,58	%

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5 70 Hasil Perhitungan Desain Kolom K2

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	600x600	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	16 D 22	mm
Tul. Geser Tumpuan	6 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	6 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	566,667	mm
Rasio Tulangan	1,72	%

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5 71 Hasil Perhitungan Desain Kolom K3

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	500x500	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	16 D 19	mm
Tul. Geser Tumpuan	5 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	5 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	600	mm
Rasio Tulangan	1,82	%

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.72 Hasil Perhitungan Desain Kolom K4

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	400x400	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	12 D 16	mm
Tul. Geser Tumpuan	4 D 12 - 100	mm
Tul. Geser Lapangan	4 D 12 - 130	mm
Panjang Sendi plastis	600	mm
Rasio Tulangan	1,49	%

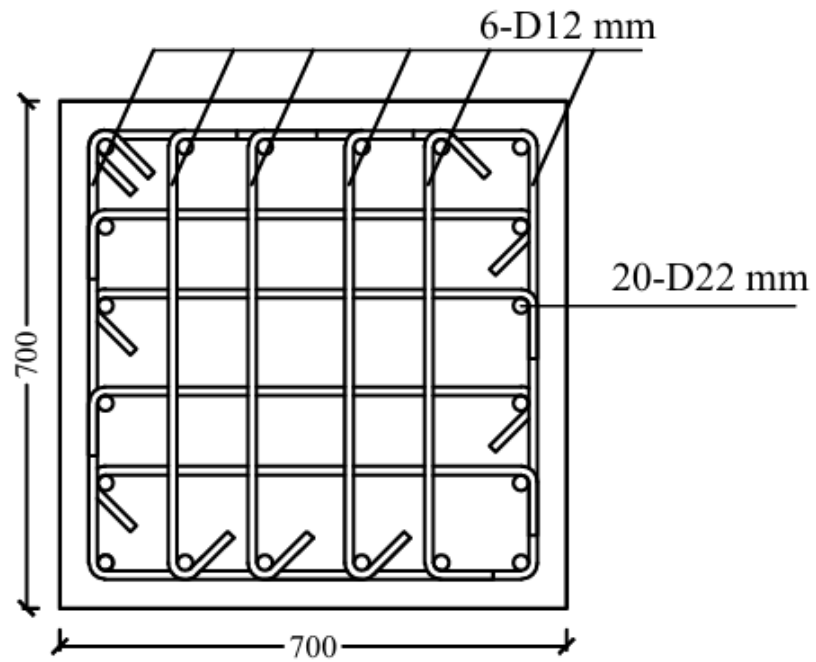
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Tabel 5.73 Hasil Perhitungan Desain Kolom KL

Keterangan	Hasil Perhitungan	Satuan
Dimensi	400x400	mm
Tebal Selimut beton	40	mm
Tul Utama	12 D 16	mm
Tul. Geser Tumpuan	4 D 12 - 80	mm
Tul. Geser Lapangan	4 D 12 - 120	mm
Panjang Sendi plastis	600	mm
Rasio Tulangan	1,49	%

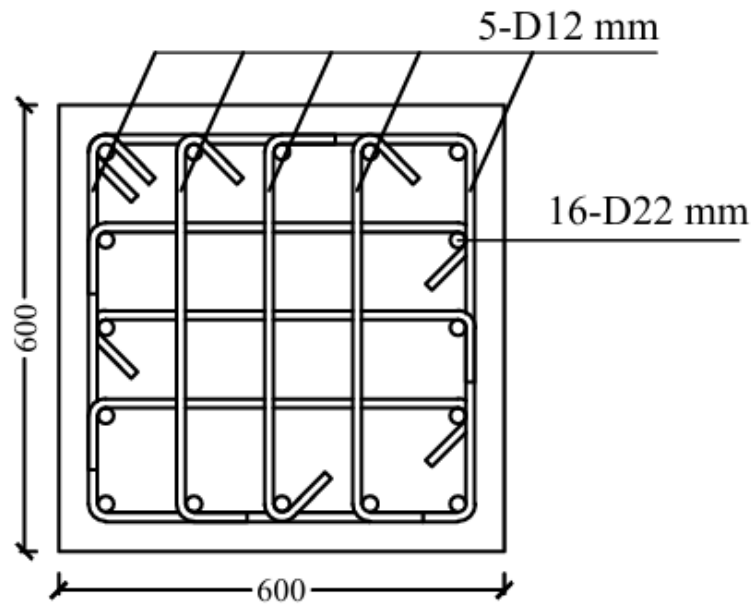
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

2. Gambar detail Penampang kolom



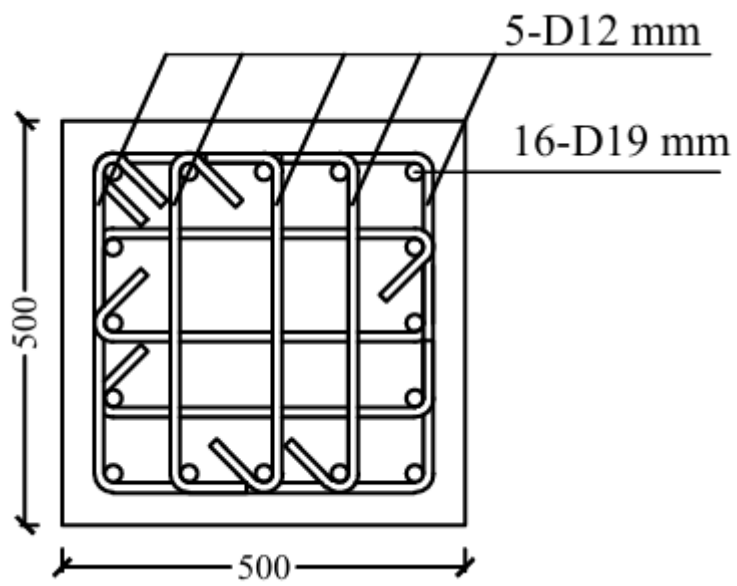
Gambar 5. 32 Diagram Interaksi Kolom K1

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



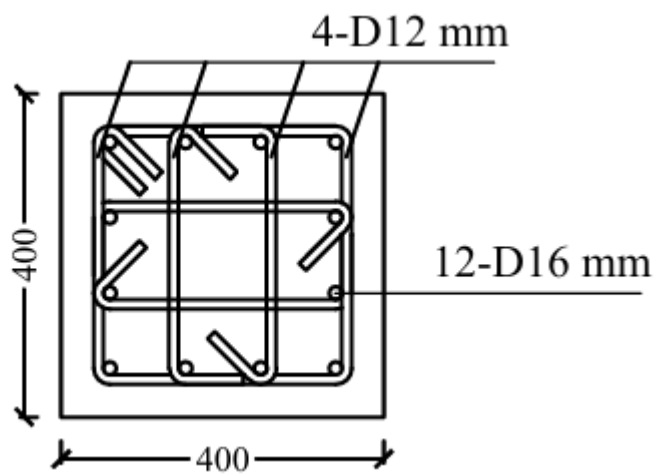
Gambar 5. 33 Diagram Interaksi Kolom K2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



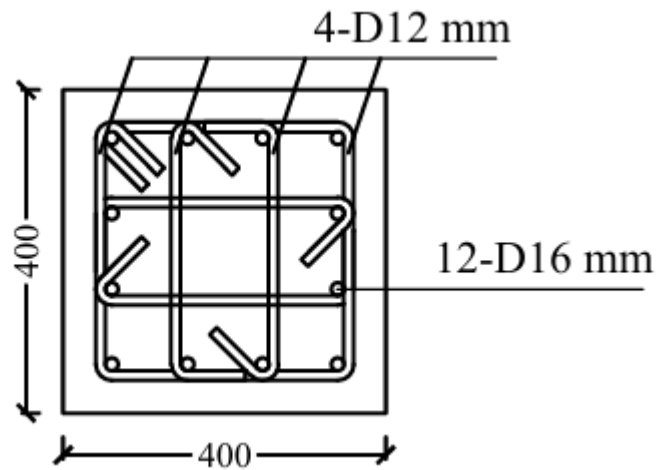
Gambar 5.34 Diagram Interaksi Kolom K3

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.35 Diagram Interaksi Kolom K4

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)



Gambar 5.36 Diagram Interaksi Kolom KL

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.4 Perhitungan HBK SRPMK

Perhitungan HBK (hubungan balok kolom) SRPMK sesuai SNI 2847:2013.

Berikut tahapan perhitungan yang dilakukan.

Diketahui data perencanaan.

Kolom K1

b = 700 mm

h = 700 mm

Tul. Utama = 22 mm

Tul. geser = 12 mm

Balok B1

b = 300 mm

h = 700 mm

Tul. Utama = 25 mm

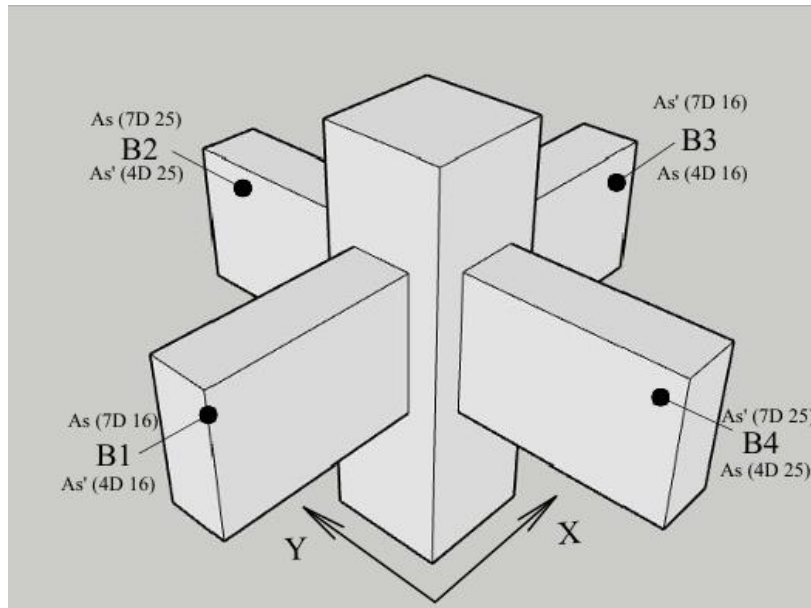
Tul. geser = 12 mm

Mutu f_c' = 25 Mpa

f_y = 400 Mpa

f_{ys} = 240 Mpa

Gaya Aksial = 1646,415 kN (1,2DL + 1,6LL)



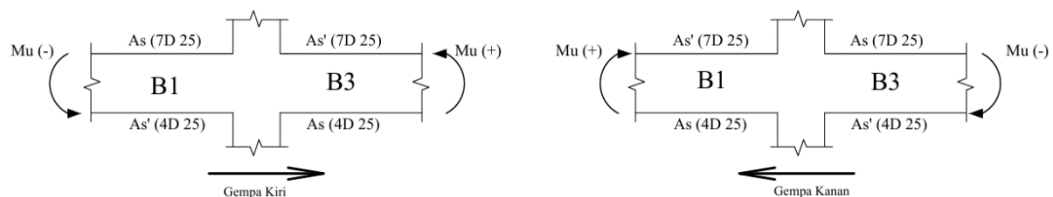
Gambar 5. 37 Desain HBK dengan Empat Balok Pengekang

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Analisis HBK akan ditinjau pada kapasitas balok dari arah X dan arah Y sesuai dengan tulangan yang terpasang. Perhitungan menggunakan analisis tulangan tunggal dengan mutu baja tulangan utama balok sebesar 1,25fy.

Step 1 : Perhitungan Momen Kapasitas balok pada arah X

Perhitungan kapasitas balok arah X, akan melibatkan balok B1 dan B3. Analisis akan dilakukan dalam dua arah, yaitu saat struktur bergoyang ke kanan dan saat struktur bergoyang ke kiri. Nilai terbesar dari kedua analisis tersebut akan dipilih sebagai nilai yang mewakili arah X.



Gambar 5.38 Analisisn Kapasitas Momen HBK pada Arah X

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

1. Perhitungan momen kapasitas (struktur bergoyang ke kanan)

Balok B1 (300/700)

Tulangan Tarik As = 7 D25 = 3434,375 mm²

b = 300 mm

$$\begin{aligned}
 d &= 614,07 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(A_s - \text{pasang} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 269,36 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36 \\
 &= 1717187,5 \text{ N} \\
 M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1717187,5 \cdot \left(614,07 - \frac{269,36}{2}\right) \\
 &= 823,203 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Balok B3 (300/700)

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Tarik } A_s &= 4 \text{ D25} = 19625,5 \text{ mm}^2 \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 635,5 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(A_s - \text{pasang} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 153,92 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,92 \\
 &= 981250 \text{ N} \\
 M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 981250 \cdot \left(635,5 - \frac{153,92}{2}\right) \\
 &= 548,067 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan adalah

$$\begin{aligned}
 \sum M_{nb} \text{ (gempa kiri)} &= M_n B1 + M_n B3 \\
 &= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm} \\
 &= 1371,269 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan moemen kapasitas (struktur bergoyang ke kiri)

Balok B1 (300/700)

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Tarik As} &= 4 \text{ D25} = 19625,5 \text{ mm}^2 \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 635,5 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(\text{As-pasang} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 153,92 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,92 \\
 &= 981250 \text{ N} \\
 M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 401920 \cdot \left(635,5 - \frac{153,92}{2}\right) \\
 &= 548,067 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Balok B3 (300/700)

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Tarik As} &= 7 \text{ D25} = 3434,375 \text{ mm}^2 \\
 b &= 300 \text{ mm} \\
 d &= 614,07 \text{ mm} \\
 a &= \frac{(\text{As-pasang} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300} \\
 &= 269,36 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\
 &= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36 \\
 &= 1717187,5 \text{ N} \\
 M_n &= C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1717187,5 \cdot \left(614,07 - \frac{269,36}{2}\right) \\
 &= 823,203 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan adalah

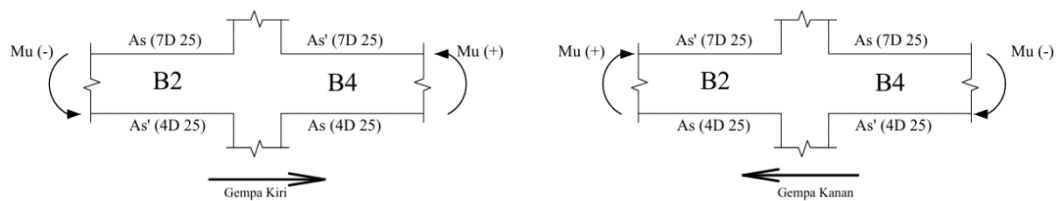
$$\sum M_{nb} \text{ (gempa kiri)} = M_n \text{ B1} + M_n \text{ B3}$$

$$\begin{aligned}
&= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm} \\
&= 1371,269 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dari kedua perhitungan 1 dan 2 didapatkan hasil yang sama. Jadi nilai momen yang digunakan adalah $\sum M_{nb} = 1371,269 \text{ kNm}$ untuk arah X.

Step 2 : Perhitungan Momen Kapasitas balok pada arah Y

Analisis kapasitas balok pada arah Y yang menumpu pada kolom K1 melibatkan dua balok yaitu B2 dan B4. Kondisi yang dianalisis adalah pada saat terjadi gempa dari arah kiri dan arah kanan. Ilustrasi kondisi tersebut dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5. 39 Analisisn Kapasitas Momen HBK pada Arah X

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

1. Perhitungan moemn kapasitas (struktur bergoyang ke kanan)

Balok B2 (300/700)

Tulangan Tarik As = 7 D25 = 3434,375 mm²

b = 300 mm

d = 614,07 mm

$$\begin{aligned}
a &= \frac{(As - \text{pasang} \cdot 1,25 f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
&= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}
\end{aligned}$$

$$= 269,36 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36$$

$$= 1717187,5 \text{ N}$$

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1717187,5 \cdot \left(614,07 - \frac{269,36}{2}\right)$$

$$= 823,203 \text{ kNm}$$

Balok B4 (300/700)

$$\text{Tulangan Tarik As} = 4 \text{ D25} = 19625,5 \text{ mm}^2$$

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

$$d = 635,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{(\text{As-pasang} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 153,92 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,92$$

$$= 981250 \text{ N}$$

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 401920 \cdot \left(635,5 - \frac{153,92}{2}\right)$$

$$= 548,067 \text{ kNm}$$

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan adalah

$$\sum M_{nb} \text{ (gempa kiri)} = M_n \text{ B1} + M_n \text{ B3}$$

$$= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm}$$

$$= 1371,269 \text{ kNm}$$

2. Perhitungan momen kapasitas (struktur bergoyang ke kiri)

Balok B1 (300/700)

$$\text{Tulangan Tarik As} = 4 \text{ D25} = 19625,5 \text{ mm}^2$$

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

$$d = 635,5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{(\text{As-pasang} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{(19625,5 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 153,92 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 153,92$$

$$= 981250 \text{ N}$$

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 401920 \cdot \left(635,5 - \frac{153,92}{2}\right)$$

$$= 548,067 \text{ kNm}$$

Balok B3 (300/700)

$$\text{Tulangan Tarik As} = 7 \text{ D25} = 3434,375 \text{ mm}^2$$

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

$$d = 614,07 \text{ mm}$$

$$a = \frac{(\text{As-pasang} \cdot 1,25f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{(3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 25 \cdot 300}$$

$$= 269,36 \text{ mm}$$

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

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 269,36$$

$$= 1717187,5 \text{ N}$$

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1717187,5 \cdot \left(614,07 - \frac{269,36}{2}\right)$$

$$= 823,203 \text{ kNm}$$

Jadi momen kapasitas arah X dengan arah gempa dari kiri ke kanan adalah

$$\sum M_{nb} \text{ (gempa kiri)} = M_n \text{ B1} + M_n \text{ B3}$$

$$= 823,203 \text{ kNm} + 548,067 \text{ kNm}$$

$$= 1371,269 \text{ kNm}$$

Dari kedua perhitungan 1 dan 2 didapatkan hasil yang sama. Jadi nilai momen yang digunakan adalah $\sum M_{nb} = 1371,269 \text{ kNm}$ untuk arah Y.

Step 3 : Menghitung gaya geser pada kolom

$$\text{Momen kapasitas arah X} = 1371,269 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen kapasitas arah Y} = 1371,269 \text{ kNm}$$

1. Gaya geser kolom arah X

$$Mu_{\text{kolom-x}} = \frac{\sum M_{nb-x}}{2}$$

$$= \frac{1371,269}{2}$$

$$= 685,635 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ kolom-x} = \frac{Mu_{\text{kolom-x}}}{l_{(\text{kolom})}}$$

$$= \frac{685,635}{3,3}$$

$$= 207,768 \text{ kNm}$$

2. Gaya geser kolom arah Y

$$\text{Mu kolom-x} = \frac{\sum Mnb-y}{2}$$

$$= \frac{1371,269}{2}$$

$$= 685,635 \text{ kNm}$$

$$\text{Vu kolom-x} = \frac{\text{Mu kolom-y}}{l_{(kolom)}}$$

$$= \frac{685,635}{3,3}$$

$$= 207,768 \text{ kNm}$$

Step 4 : Menghitung gaya Tarik yang terjadi pada tulangan Tarik balok

1. Perhitungan gaya Tarik yang terjadi pada arah X (struktur bergoyang ke kanan)

$$\text{T}_{B1} (7 \text{ D } 25) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 1717,19 \text{ kN}$$

$$\text{T}_{B2} (4 \text{ D } 25) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 981,25 \text{ kN}$$

2. Perhitungan gaya tarik yang terjadi pada arah Y (struktur bergoyang ke kiri)

$$\text{T}_{B2} (4 \text{ D } 16) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 1962,5 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 981,25 \text{ kN}$$

$$\text{T}_{B4} (7 \text{ D } 16) = A_s \cdot 1,25f_y$$

$$= 3434,375 \cdot 1,25 \cdot 400$$

$$= 1717,19 \text{ kN}$$

Step 5 : Menghitung gaya geser pada HBK

1. Gaya geser (Vu) pada inti HBK arah X

$$\text{V}_{ux} = \text{T}_{B1} + \text{T}_{B3} - \text{V}_u \text{ kolom-x}$$

$$= 1717,19 + 981,25 - 207,768$$

$$= 2490,669 \text{ kN}$$

2. Gaya geser (V_u) pada inti HBK arah Y

$$\begin{aligned}V_{uy} &= T_{B2} + T_{B4} - V_{u \text{ kolom-y}} \\&= 981,25 + 1717,19 - 207,768 \\&= 2490,669 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_u \text{ Pakai} = 2490,669 \text{ kN}$$

Step 6 : Menghitung V_{ijin} dari HBK

Perhitungan geser ijin sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.7.4 persamaan, yang digunakan tergantung dengan jumlah balok yang mengekang pada sisi kolom. Dalam hal ini terdapat 4 kolom yang mengekang sehingga perhitungan lengkap terkait geser ijinnya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}V_{ijin} &= 1,7 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j \\&= 1,7 \cdot \sqrt{25} \cdot (700 \times 700) \\&= 4165 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$V_u < V_{ijin}$$

$$2490 \text{ kN} < 4165 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi persyaratan})$$

Step 7 : Menghitung tulangan geser HBK

Pada Tahap ini akan segera ditentukan nilai dari diameter tulangan dan jarak yang digunakan dalam HBK struktur SRPMK. Untuk itu terlebih dahulu harus dihitung nilai geser yang disumbangkan oleh beton (V_c). Rumus V_c akan menggunakan persamaan sesuai pasal 11.2.1.2

$$\begin{aligned}N_u &= 1646,42 \text{ kN} \\d &= 660 \text{ mm} \\\lambda &= 1 \\V_c &= 0,17 \left(1 - \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b d \\&= 0,17 \left(1 - \frac{1646,42}{14 \cdot 490000} \right) 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 700 \cdot 660 \\&= 94,249 \text{ kN}\end{aligned}$$

Menghitung nilai V_s

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{2490,669}{0,75} - 94,249$$

$$= 3226,644 \text{ kN} = 3226643,554 \text{ N}$$

Selanjutnya menghitung luasan tulangan geser, dengan menetapkan langsung jarak sengkang sebesar $s = 90 \text{ mm}$ dan mutu tulangan diasumsikan 400 Mpa . Maka luasan yang dibutuhkan sebagai berikut.

$$s = 90 \text{ cm}$$

$$f_{yt} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_{ys} \cdot d}$$

$$= \frac{3226643,554 \cdot 90}{400 \cdot (700-40)}$$

$$= 1099,992 \text{ mm}^2$$

Dicoba dengan D16 mm

$$A_s 16 \text{ mm} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2$$

$$= 200,96 \text{ mm}^2$$

$$n = A_v / A_{16\text{mm}}$$

$$= \frac{1099,992}{200,96}$$

$$= 5,47 \approx 6 \text{ kaki}$$

Sehingga digunakan

$$A_v 6 \text{ D } 16 = 1205,76 \text{ mm}^2$$

Cek kekuatan dengan tulangan baru

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{ys} \cdot d}{s}$$

$$= \frac{1205,76 \cdot 400 \cdot (700-40)}{90}$$

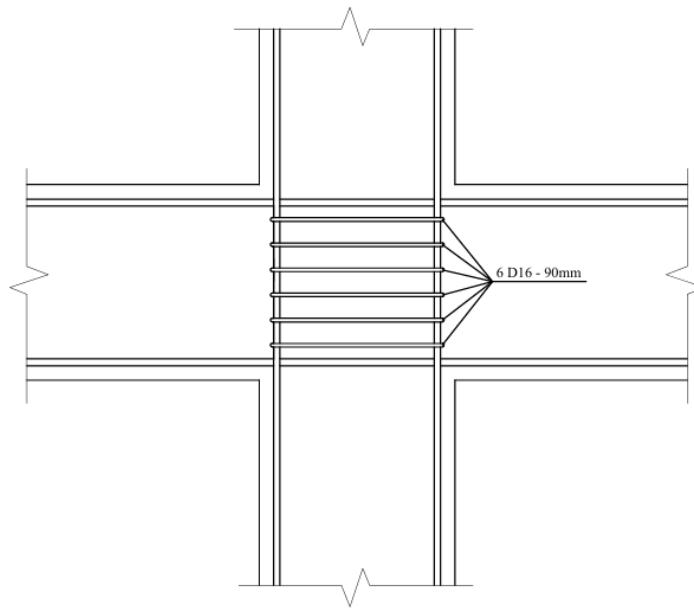
$$= 3536896 \text{ N}$$

Sehingga

$$\phi V_n > V_u$$

$$\phi \cdot (V_s + V_c) > V_u$$

$$2723,36 \text{ kN} > 2490,669 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi syarat})$$



Gambar 5. 40 Detail tulangan HBK dari Struktur SRPMK

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

5.6.5 Perhitungan *Diaphragm Wall*

Dinding Basement direncanakan secara rinci dari *preliminary design* hingga analisa stabilitas dinding dengan menggunakan software PLAXIS.

1. Preliminary design

Perhitungan diawali dengan penentuan parameter-parameter pendukung seperti data tanah, dan juga perencanaan awal/*preliminary design* guna mempermudah perencanaan.

a. Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan basemen memiliki 3 lapisan tanah yaitu tanah lempung dengan kedalaman 0 – 0,6m, tanah lanau 0,6 – 1,2m, tanah pasir padat di kedalaman 1,2 – 1,6m.

Tabel 5.74 Data Tanah

H(m)	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	Jenis Tanah
0.0	0	0	-
0.2	5	490	Lempung sangat lunak
0.4	15	1470	lempung lunak
0.6	10	980	lempung sangat lunak
0.8	60	5880	lanau berpasir sedang
1.0	45	4410	lanau berlempung sedang
1.2	110	10780	pasir berlanau sangat padat
1.4	145	14210	pasir sangat padat
1.6	175	17150	pasir berlanau keras

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

b. Korelasi nilai tahanan konus (qc) terhadap parameter plaxis

Parameter-parameter plaxis ditentukan dengan korelasi terhadap nilai tahanan konus (qc).

- Penentuan parameter E_{ref} .

Trofimenkov (1974) korelasi untuk nilai modulus elastisitas pada pasir dan lempung ditentukan sebagai berikut.

$$E_s = 3q_c \text{ (Pasir)}$$

$$E_s = 7q_c \text{ (Lempung)}$$

- Penentuan parameter sudut geser dalam ϕ ($^{\circ}$)

Parameter ini ditentukan berdasarkan tabel berikut ini.

Tabel 5.75 korelasi parameter sudut geser dalam ϕ ($^{\circ}$)

Jenis Tanah	ϕ ($^{\circ}$)
Lempung sangat lunak	$19^{\circ} - 24^{\circ}$
Lempung lunak	$19^{\circ} - 29^{\circ}$
Lanau pasir sedang	$27^{\circ} - 31^{\circ}$
Pasir - pasir sangat padat	$35^{\circ} - 42^{\circ}$

(Sumber: Lunne dkk, 1997)

- Penentuan parameter C_{ref} (kN/m^2)

Parameter ini ditentukan berdasarkan tabel berikut ini.

Tabel 5.76 Hubungan antara konsistensi dengan tekanan konus

Konsistensi	Tekanan Konus	Undrained Cohesion
	q_c (kg/cm^2)	(T/m^2)
Sangat Lunak	$< 2,5$	$< 1,25$
Lunak	$2,5 - 5,0$	$1,25 - 2,50$
Kaku sedang	$5,0 - 10,0$	$2,50 - 5,0$
Kaku	$10,00 - 20,00$	$5,0 - 10,0$
Sangat Kaku	$20 - 40$	$10,0 - 20,0$
Keras	> 40	> 20

(Sumber: Begeman, 1965)

- Penentuan Parameter γ_{unsat} dan γ_{sat}

Parameter ini ditentukan berdasarkan tabel berikut ini.

Tabel 5.77 Parameter γ_{unsat} dan γ_{sat}

Jenis Tanah	γ_{unsat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)
Lempung	8	14
Lanau	16	18
Pair padat	19	21

(Sumber: Look, 2007)

- Penentuan parameter Posion Rasio (ν)

Parameter ini ditentukan berdasarkan tabel berikut ini.

Tabel 5.78 nilai representatif parameter poison rasio

Jenis Tanah	Poisson ratio
Pasir lepas (Gembur)	0,2-0,4
Pasir sedang	0,25-0,4
Pasir padat	0,3-0,45
Pasir Lanau	0,2-0,4
Tanah Lempung	0,15-0,25
Lempung Sedang	0,2-0,5

(Sumber : Das, 2010)

- Penentuan parameter sudut dilatasi (ψ)

Menurut Das (2010), Sudut dilatasi pada umumnya ditetapkan sama dengan nol untuk analisa tak terdrainase dan ($\phi' - 30^\circ$) untuk analisa terdrainase.

- Penentuan parameter R_{inter}

Tanah lempung $R_{inter} = 0,5$

Tanah Lanau $R_{inter} = \text{dimodelkan rigit}$

Tanah Pasr $= 0,7$

Hasil penentuan parameter-parameter plaxis dirangkum pada tabel berikut ini.

Tabel 5.79 Hasil Penentuan Parameter Plaxis

H(m)	qc (kg/cm ²)	qc (kPa)	Jenis Tanah	E_{ref} (kN/m ²)	ϕ (°)	C_{ref} (kN/m ²)	γ_{unsat}	γ_{sat}	ν	ψ	R_{inter}
0.0	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	5	490	Lempung sangat lunak	3430	19	24,52	8	14	0,15	0	0,5
0.4	15	1470	lempung lunak	10290	25	73,55	8	14	0,33	0	0,5
0.6	10	980	lempung sangat lunak	6860	19	49,03	8	14	0,33	0	0,5
0.8	60	5880	lanau berpasir sedang	41160	27	205,94	16	18	0,3	0	rigit
1.0	45	4410	lanau berlempung sedang	30870	22	205,94	16	21	0,3	0	rigit
1.2	110	10780	pasir berlanau sangat padat	32340	38	205,94	19	21	0,3	8	0,7
1.4	145	14210	pasir sangat padat	42630	39	205,94	19	21	0,3	9	0,7
1.6	175	17150	pasir berlanau keras	51450	40	205,94	19	21	0,3	10	0,7

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

c. *Diaphragm Wall*

Panjang dinding penahan tanah diasumsikan sedalam 4,5 m. kemudian dilakukan perencanaan awal / *preliminary design* untuk parameter-parameter lainnya sebagai berikut:

Tinggi	= 4,5 m
Tebal	= 0,5 m
Luas Penampang (A)	= 0,5 m ²
Inersia Penampang (I)	= 0,046875 m ⁴
Mutu Beton (f'c)	= 40 Mpa
Mutu Baja (fy)	= 410 Mpa
Modulus Elastisitas beton (E)	= 4700 √f'c' = 4700 √40 = 29725,41 kN/m ²
EA	= E x A = 29725,41 x 0,5 = 18000000
EI	= E x I = 29725,41 x 0,046875 = 375000
Berat Dinding	= 12,157 kN/m ²

d. Pembebanan

Beban yang terjadi pada perencanaan ini adalah beban mati dari struktur *diaphragm wall* itu sendiri dan beban hidup yang terdiri dari beban akibat tanah, air dan beban diatas tanah (*surchage*).

Beban diatas tanah (*surchage*).

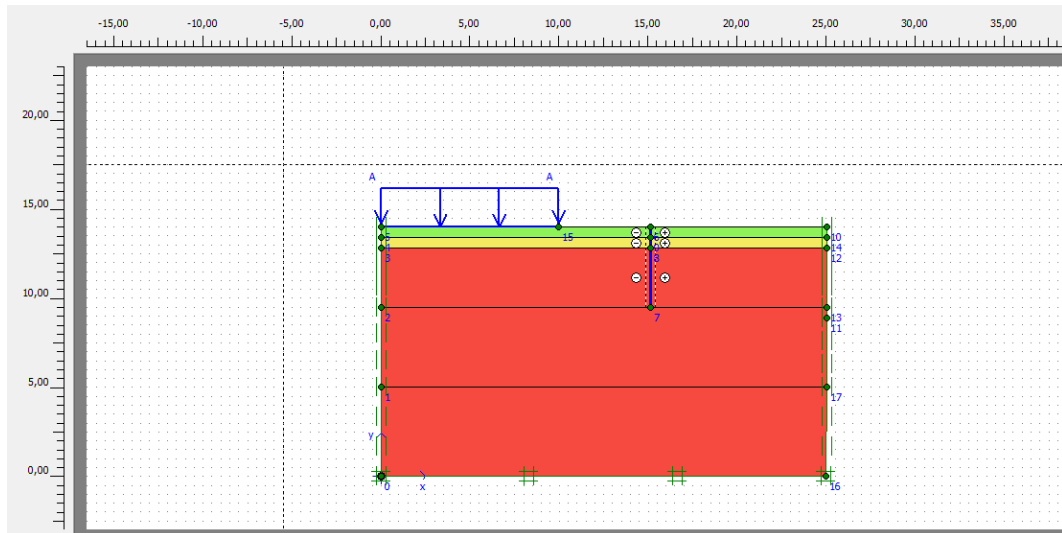
Beban Jalan Raya (q)	= 10 kN/m ²
Lebar jalan	= 10 m
Jarak ke dinding	= 5 m

2. Analisa Stabilitas

Analisa stabilitas dinding dilakukan untuk mengetahui apakah suatu struktur dinding penahan tanah sudah memenuhi syarat yang berlaku atau belum. Dimana defleksi Maksimum < Defleksi ijin (1 inci).

a. *Input Parameter*

Penginputan pada plaxis dilakukan dengan membuat geometri lapisan tanah, struktur dan mendefinisikan material-material serta parameter-parameter yang sudah ditentukan sebelumnya.



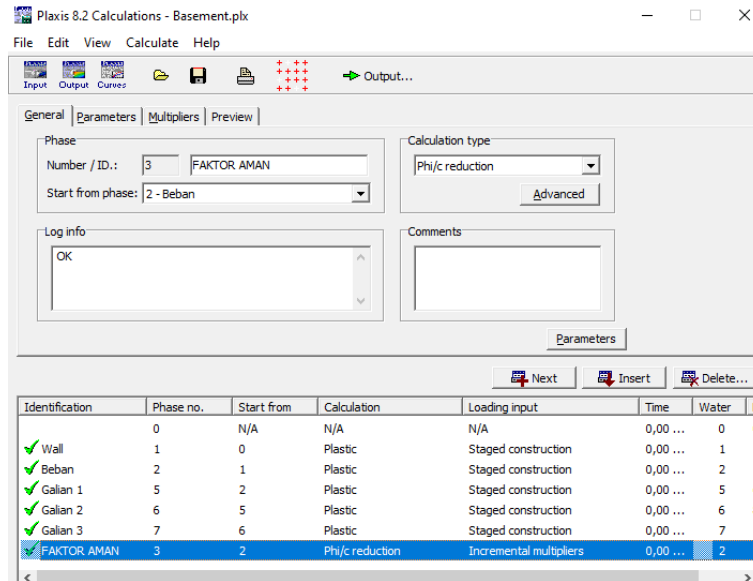
Gambar 5. 41 *Geometri Input* Pada Program Plaxis V.8.2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Lapisan Tanah pada perencanaan basemen ini ada tiga yaitu tanah lempung dengan kedalaman 0 – 0,6m, tanah lanau 0,6 – 1,2m, dan tanah pasir padat di kedalaman 1,2 – 14,5m.

b. *Calculation* atau Kalkulasi

Kalkulasi dilakukan dengan beberapa tahapan pada setiap fase kalkulasi yang mempresentasikan pekerjaan pada kondisi sesungguhnya.



Gambar 5. 42 Calculation dengan program bantu Paxis V.8.2

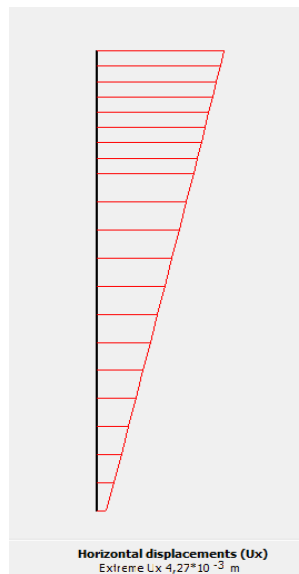
(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

Hasil analisis program plaxis menyatakan bahwa setiap fase yang dianalisis mendapat centang hijau 🟢 yang artinya model diaphragm wall yang direncanakan dapat digunakan. Untuk syarat defleksi mengacu pada SNI 8460:2017 Pasal 10.3.8.2 Hal 213.

Defleksi maksimum = 4,27 mm

Defleksi ijin 0,5%h = 22,5 mm

Defleksi maks < defelsi ijin SNI 8460:2017 (memenuhi syarat)



Gambar 5.43 Defleksi Maksimum program bantu Paxis V.8.2

(Sumber : Analisis Penulis, 2025)

3. Perhitungan Penulangan

Perhitungan tulangan pada basement mengacu pada peraturan perhitungan beton bertulang SNI 2847:2019 tentang persyaratan beton struktural bangunan gedung.

a. Perhitungan nilai M_R

Diketahui

Mutu beton (f'_c)	= 40 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 410 Mpa
b	= 1000 mm
D_{tul}	= 22 mm
d	= $h - t_s - 1/2D$ = 414 mm
ϕ	= 0,9 (untuk lentur terkendali tarik)

Mencari nilai β_1 (SNI 2847:2019) Tabel 22.2.2.4.3 Hal 478

Untuk f_c 28 Mpa < f_c < 55 Mpa digunakan persamaan dibawah ini:

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 ((f'_c - 28)/7) \geq 0,65 \\ &= 0,85 - 0,05 ((40 - 28)/7) \geq 0,65 \\ &= 0,764 \geq 0,65 \text{ OK}\end{aligned}$$

Mencari nilai ρ_b dan ρ_{max} : (SNI 2847:2019 Pasal 9.6.1.2 Hal 189)

$$\begin{aligned}\rho_b &= (0,25 \cdot \sqrt{f_c}) / f_y \\ &= (0,25 \cdot \sqrt{40}) / 410 \\ &= 0,038\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,038 \\ &= 0,0285\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_R &= \frac{1}{\phi} \rho_{max} \cdot f_y \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_{max} \cdot f_y}{f'_c} \right) \cdot b \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{0,9} 0,0285 \cdot 410 \left(1 - 0,59 \cdot \frac{0,0285 \cdot 410}{40} \right) \cdot 1000 \cdot 414^2 \\ &= 1.839.967.423 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

b. Tulangan Vertikal

tulangan vertikal direncanakan menggunakan hasil momen dari program bantu Plaxis V.8.2.

$$\begin{aligned} M_u &= 10,1 \text{ kN/m/m} \\ &= 10.100.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Cek $M_u \leq \phi M_R$

$$10.100.000 \text{ Nmm} < 0,9 \cdot 1.839.967.423$$

$$10.100.000 \text{ Nmm} < 1.655.970.680 \text{ (memenuhi syarat)}$$

Maka tidak diperlukan tulangan tekan.

Menentukan rasio kekuatan material:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2m \cdot M_n}{f_y \cdot b \cdot d^2} \right)} \right) \\ m &= \frac{f_y}{0,85 f_c} \\ &= \frac{410}{0,85 \cdot 40} \\ &= 12,0588 \end{aligned}$$

Menentukan Rasio tulangan:

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 11.222.222,22 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2m \cdot M_n}{f_y \cdot b \cdot d^2} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{12,059} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 12,059 \cdot 11.222.222,22}{410 \cdot 1000 \cdot 414^2} \right)} \right) \\ &= 0,0019276 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai mutu baja $f_y < 420 \text{ Mpa}$, maka nilai $\rho_{min} = 0,002$

Karena nilai $\rho < \rho_{min}$ sehingga nilai yang digunakan sebagai rasio tulangan adalah $\rho = \rho_{min}$

Menentukan luas tulangan yang dibutuhkan (A_s):

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ d_y &= h - t_s - D - 1/2D \\ &= 392 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_s = 784 \text{ mm}^2$$

Menentukan spasi tulangan:

Harus kurang dari 3h dan 450 mm SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 Hal 126

$$3h = 1500 \text{ mm}$$

Dan 450 mm

S pakai 200 mm

Menentukan jumlah tulangan:

Direncanakan menggunakan tulangan D22 sehingga kebutuhan tulangan adalah :

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

$$A_s \text{ Tul.} = \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2$$

$$= 379,94 \text{ mm}^2$$

$$A_s / A_s \text{ Tul} = \frac{784}{379,94}$$

$$= 2,0635$$

$$= 3 \text{ buah/m}$$

Maka digunakan tulangan D22 – 200 mm

c. Tulangan Horizontal

Tulangan horizontal diperlukan karena efek susut beton oleh temperatur. Pada mutu tulangan $f_y < 420 \text{ Mpa}$, maka dapat dihitung sebagai berikut.

Menentukan luas tulangan yang dibutuhkan:

$$A_g = 500000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = f_y < 420, \text{ maka } A_s = 0,002 A_g$$

$$= 0,002 \cdot 500000$$

$$= 1000 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan:

Direncanakan menggunakan tulangan D22

$$A_s \text{ tul} = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$A_s / A_s \text{ tul} = 2,632$$

$$= 3 \text{ buah/m}$$

d. Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser dilakukan berdasarkan hasil nilai V_u yang didapatkan menggunakan program bantu Plaxis V 8.2

$$V_u = 24,11 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d) \\ \phi V_c &= 0,75 (0,17 \cdot 1,0 \sqrt{40} \cdot 1000 \cdot 414) \\ &= 333841,653 \text{ N} \\ &= 333,842 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek syarat $\phi V_c > V_u$

$$333,842 \text{ kN} > 24,11 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi syarat})$$

e. Kontrol Uplift

Uplift atau buoyancy adalah gaya tekanan air tanah keatas yang diakibatkan terangkatnya suatu struktur dalam tanah akibat pengaruh dari tekanan air keatas yang lebih besar daripada berat struktur tersebut. Daya dukung tanah melawan gaya uplift adalah gesekan antara struktur dengan tanah yang ada disekitarnya ditambah dengan berat struktur itu sendiri. (Kurniawan, 2017)

Besaran beban uplift adalah perbedaan tinggi muka air dikalikan dengan volume air. Sehingga besaran tekanan yang mengangkat seluruh bagian dinding basement adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}F &= (h_{\text{air}} - h_{\text{dasar}}) \times \gamma_w \\ h_{\text{air}} &= 5 \text{ m} \\ h_{\text{dasar}} &= 4,5 \text{ m} \\ \gamma_w &= 1 \text{ t/m}^3 \\ F &= (5 - 4,5) \text{ m} \times 1 \text{ t/m}^3 \\ &= 0,5 \text{ t/m}^2 \\ \sum F &= 0,5 \cdot 168 \text{ (lebar basemen)} \\ &= 84 \text{ t/m}\end{aligned}$$

Beban uplift yang harus ditahan oleh struktur adalah sebesar 84 t/m.

Besar gaya friksi dari Diaphragm Wall dapat dikalkulasikan menggunakan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}Q_u &= (2LH + 2BH) \times C_u \\ L &= 1 \text{ m} \\ B &= 0,5 \text{ m} \\ H &= 4,5 \text{ m} \\ C_u &= 205,94 \text{ kN/m}^2 \\ &= (2 \cdot 1 \cdot 4,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 4,5) \cdot 205,94\end{aligned}$$

$$= 2780,185 \text{ kN}$$

$$= 283,495 \text{ t/m}$$

Perhitungan gaya tahanan yang diakibatkan oleh berat struktur adalah dengan mengalikan Volume/m' struktur dengan berat jenis beton sehingga diperoleh hasil sebagai berikut.

Berat/m' Diaphragm Wall.

$$\text{Luas dinding} = 4,5 \text{ m}^2$$

$$W = 12,157 \cdot 4,5$$

$$= 50,707 \text{ kN}$$

$$= 5,578 \text{ t/m}$$

Sehingga gaya penahan uplift total:

$$Q_{all} = (Q_u + W)/SF$$

$$= (283,495 + 5,578)/3$$

$$= 96,358 \text{ t/m}$$

Kontrol uplift $\sum F < Q_{all}$

$$84 \text{ t/m} < 96,358 \text{ t/m} \quad (\text{Memenuhi syarat})$$

5.6.6 Perhitungan Pondasi

Perhitungan pondasi dilakukan dengan beberapa tahapan sebagai berikut.

Diketahui.

f_c'	= 30 Mpa
f_y	= 400 Mpa
D	= 300 (dimensi tiang pancang persegi)
Kolom	
b	= 700 mm
h	= 700 mm
Dtul	= 22 mm

Tabel 5.80 Tabel output Gaya-gaya dalam *joint reaction* ETABS

Tidak terfaktor			Satuan	Tertfaktor			Satuan
P	1362,87	139,01	ton	P (1,2D+1,6L)	1646,42	167,934	ton
Mux	30,4215	3,103	ton	Mux (1,2D+1,6L)	36,5213	3,725	ton
Muy	35,2007	3,590	ton	Muy (1,2D+1,6L)	42,2913	4,314	ton

(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

Step 1. Menentukan daya dukung ijin tekan:

Daya dukung ijin dihitung dari nilai q_c sondir dengan persamaan berikut.

q_{ijin}	= $(k \cdot q_c) / FS$
q_c	= 17150 kN/m ²
k	= 0,4 (pasir padat)
FS	= 3
q_{ijin}	= $(0,4 \cdot 17150) / 3$
	= 2286,67 kN/m ²
	= $2286,67 / (1,65 \cdot 1,65)$ Asumsi awal luas plat
	= 839,91 kN
q_{ijin}	= 85,6 ton

Step 2. Menentukan jumlah tiang, panjang penyalur, dan dimensi pile cap:

Nilai P_u digunakan tidak terfaktor.

P_u	= 139,01 ton
q_{ijin}	= 85,6 ton
n	= P_u / q_{ijin}
	= $1,62 \approx 2$ titik

Jarak antar tiang (as ke as).

Syarat. $2,5D \leq S \leq 4D$

D = 300 mm (dimensi tiang pancang persegi)

S = 750 mm

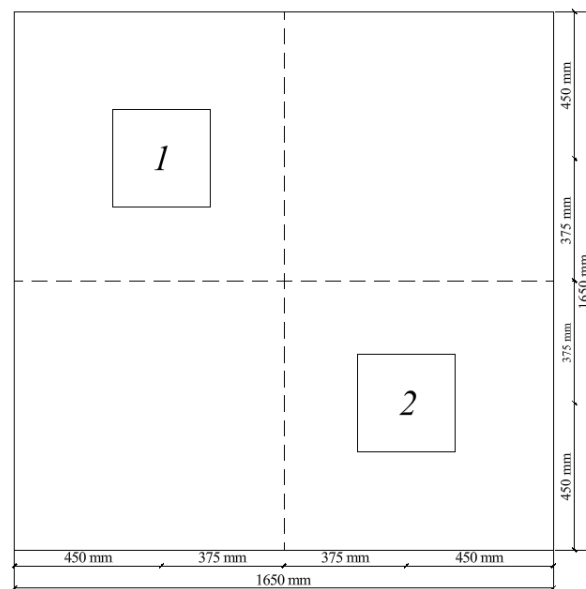
$750 \leq 750 \leq 1200$ (memenuhi syarat)

Jarak antar tiang ketepi pile cap.

Syarat. $1,5D \leq S1 \leq 2D$

S = 450mm

$450 \leq 450 \leq 600$ (memenuhi syarat)



Gambar 5.44 Rencana dimensi pile cap tiang pancang persegi
(Sumber: Analisa penulis,2025)

Panjang penyaluran.

Panjang penyaluran kondisi Tarik.

$$\begin{aligned}
 l_d &= \left(\frac{0,24 f_y \Psi_t \Psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f'_{ci}}} \right) d_b \\
 &= \left(\frac{0,24 \cdot 400 \cdot 1,1}{1,7 \cdot 1 \cdot \sqrt{30}} \right) 22 \\
 &= 945,089 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka panjang penyaluran kondisi Tarik adalah 945,089 mm. bila besaran l_d terlalu besar, maka sebagai alternative bisa dipilih panjang penyaluran berupa kait standar (hanya khusus batang Tarik).

Panjang penyaluran kait standar.

Diambil nilai terbesar dari:

$$\begin{aligned} l_{dh} &= \left(\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_{ci}}} \right) d_b \\ &= \left(\frac{0,24 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{1 \cdot \sqrt{30}} \right) 22 \\ &= 226,822 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_d &= 8 d_b \\ &= 8 \cdot 22 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil nilai terbesar} = 226,826 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Parameter sisi dalam bengkokan} &= 6 d_b \\ &= 6 \cdot 22 \\ &= 123 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang penyaluran kondisi tekan (tulangan menerus kolom ke pondasi)

$$\begin{aligned} l_{dc} &= \left(\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_{ci}}} \right) d_b \\ &= \left(\frac{0,24 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{1 \cdot \sqrt{30}} \right) 22 \\ &= 226,822 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{dc} &= 0,043 \cdot f_y \cdot \Psi_r \cdot d_b \\ &= 0,043 \cdot 400 \cdot 1 \cdot 22 \\ &= 378,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{dc} = 200 \text{ mm}$$

diambil nilai terbesar yaitu 378,4 mm. maka panjang penyaluran tekan yang dibutuhkan oleh tulangan kolom digunakan **380 mm**.

Menentukan ketebalan pelat:

Berdasarkan SNI 2847:2019; Pasal 13.4.2.1; Hal 267, tinggi efektif (d) pile cap harus lebih besar sama dengan 300 mm. selain itu perlu mempertimbangkan parameter lain, yaitu panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh tulangan kolom yaitu sebesar 380 mm. sehingga ketebalan pile cap sebesar **h = 500mm**

Evaluasi ulang jumlah tiang pancang:

Evaluasi dilakukan lagi karena adanya tambahan beban yang belum terhitung yaitu beban dari berat sendiri pile.

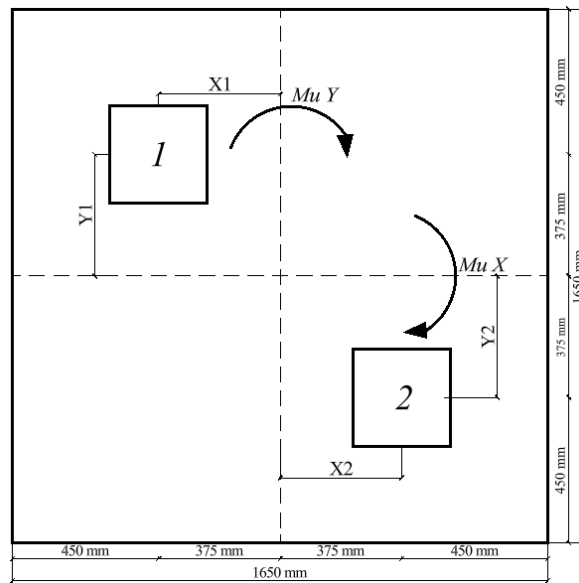
$$\begin{aligned}
 P &= 1,65 \text{ m} \\
 L &= 1,65 \text{ m} \\
 P_u &= (P.L.H.Bj \text{ beton}) + P_u \text{ awal} \\
 &= (1,65.1,65.0,5) + 1362,87 \\
 &= 1395,5443 \text{ kN} \\
 &= 142,354 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang pancang baru

$$\begin{aligned}
 n &= P_u / P_{ijin} \\
 &= 142,354 / 85,6 \text{ ton} \\
 &= 1,663 \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Step 3. Menentukan gaya tekan pada tiang pancang

Gaya dalam yang digunakan adalah gaya dalam tak berfaktor. Mekanisme beban yang berkerja pada pondasi dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 5.45 Mekanisme beban luar yang bekerja pada pondasi

(Sumber : Analisa Penulis, 2025)

Pada tahap ini, gaya tekan yang diterima tiang pancang akan dihitung dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 P_i &= \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum Y^2} \\
 \text{Tiang pancang no.1} &= \frac{P_u}{n} - \frac{M_y X_1}{\sum X^2} - \frac{M_x Y_1}{\sum Y^2} \\
 &= \frac{142,345}{2} - \frac{3,590 \cdot 0,375}{0,28125} - \frac{3,103 \cdot 0,375}{0,28125}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 62,248 \text{ ton} \\
\text{Tiang Pancang no. 2} &= \frac{P_u}{n} + \frac{M_y X_2}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_2}{\sum Y^2} \\
&= \frac{142,345}{2} + \frac{3,590 \cdot 0,375}{0,28125} + \frac{3,103 \cdot 0,375}{0,28125} \\
&= 80,097 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Besaran gaya yang diterima tiang pancang:

$$P_1 = 62,248 \text{ ton}$$

$$P_2 = 80,097 \text{ ton}$$

Step 4. Cek Kapasitas tiang pancang

Tahap ini dilakukan untuk memeriksa syarat kapasitas tiang pancang terhadap beban yang dipikul tiang. Tahap ini akan dibagi dua yaitu kapasitas per unit tiang dan kapasitas kelompok.

Cek Kapasitas per-unit tiang pancang.

Besaran gaya yang diambil adalah gaya terbesar.

$$P_{\max} = 80,097 \text{ ton}$$

$$P_{\max} < P_{\text{ijin}}$$

$$80,097 \text{ ton} < 85,6 \text{ ton} \quad (\text{Memenuhi syarat})$$

Cek kapasitas kelompok.

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$m = 2$$

$$n = 1$$

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

$$S = 750 \text{ mm}$$

$$\theta = \arctan (D/S)$$

$$= \arctan (0,3/0,75)$$

$$= 0,381$$

$$\eta = 1 - 0,381 \frac{(1-1)2 + (2-1)1}{90 \cdot 2 \cdot 1}$$

$$= 0,998$$

$$\text{Cek syarat } n \cdot P_{\text{ijin}} \cdot \eta > P_u$$

$$170,874 > 139,013 \quad (\text{Memenuhi syarat})$$

Step 5. Analisis Punching shear

Perhitungan arah x

$$\begin{aligned}d_x &= h - t_s - (D/2) \\&= 500 \text{ mm} - 75 - (22/2) \\&= 414 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_y &= h - t_s - D - (D/2) \\&= 500 - 75 - 22 - (22/2) \\&= 392 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif (d)} &= (d_x + d_y)/2 \\&= 403 \text{ mm}\end{aligned}$$

Perhitungan geser ultimate (V_u)

Menggunakan gaya dalam terfaktor.

Aksi dua arah :

$$\begin{aligned}V_u &= (P_u / A_{\text{pelat}}) \cdot A_{\text{eff}} \\A_{\text{eff}} &= \text{luasan pelat} - \text{luasan kritis} \\&= (1,65 \cdot 1,65) - (1,006 \cdot 1,006) \\&= 1,710 \text{ m}^2 \\V_u &= (167,934 / (1,65 \cdot 1,65)) \cdot 1,710 \\&= 105,508 \text{ ton} \approx 1035034 \text{ N}\end{aligned}$$

Aksi satu arah :

$$\begin{aligned}V_u &= (P_u / A_{\text{pelat}}) \cdot A_{\text{eff}} \\A_{\text{eff}} &= \text{luasan pelat} - \text{luasan kritis} \\&= 1,65 - 0,169 \\&= 0,27885 \text{ m}^2 \\V_u &= (167,934 / (1,65 \cdot 1,65)) \cdot 0,27885 \\&= 17,2 \text{ ton} \approx 168737 \text{ N}\end{aligned}$$

Analisa nominal punching pada kondisi dua arah.

$$\begin{aligned}b_0 &= 4 \cdot (1006) \\&= 4212 \text{ mm (keliling critical section)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= 700/700 \\&= 1\end{aligned}$$

$$a_s = 40 \text{ (posisi kolom ditengah pelat pondasi)}$$

Persamaan 1

$$\begin{aligned} V_c &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 4212 \cdot 403 \\ &= 3.213.772 \text{ N} \end{aligned}$$

Persamaan 2

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 4212 \cdot 403 \\ &= 3.311.160 \text{ N} \end{aligned}$$

Persamaan 3

$$\begin{aligned} V_c &= 0,0083 \left(\frac{a_s d}{b_0} \right) \lambda \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,0083 \cdot \left(\frac{40.353}{4212} \right) 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 4212 \cdot 403 \\ &= 1.623.953 \text{ N} \end{aligned}$$

Nilai V_c diambil yang terkecil yaitu **$V_c = 1.623.953 \text{ N}$**

Syarat. $\phi V_c \geq V_u$

$$0,75 \cdot 1.623.953 \geq 1.035.034$$

$$1.217.965 \text{ N} \geq 1.035.034 \quad (\text{Memenuhi syarat})$$

Analisa pada kondisi satu arah.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f'c'} b d \\ &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 1.65 \cdot 0,306 \\ &= 619.153,8 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat. $\phi V_c \geq V_u$

$$0,75 \cdot 619.153 \geq 1.035.034$$

$$464.365 \text{ N} \geq 168.737 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi syarat})$$

Step 6. Desain Tulangan Lentur pile cap

Perhitungan diawali dengan menghitung besar momen ultimate yang diterima pile cap. Perlu diperhatikan pada tahap ini beban yang digunakan adalah beban ultimate terfaktor. Artinya perhitungan pada step 3 harus dihitung ulang.

$$P_u (\text{terfaktor}) = 167,934 \text{ ton}$$

$$M_u (\text{terfaktor}) = 3,725 \text{ ton}$$

$$M_{uy} \text{ (terfaktor)} = 4,314 \text{ ton}$$

$$P_i = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum Y^2}$$

$$\begin{aligned} \text{Tiang pancang no.1} &= \frac{P_u}{n} - \frac{M_y X_1}{\sum X^2} - \frac{M_x Y_1}{\sum Y^2} \\ &= \frac{167,934}{2} - \frac{3,725 \cdot 0,375}{0,28125} - \frac{4,314 \cdot 0,375}{0,28125} \\ &= 73,248 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tiang Pancang no. 2} &= \frac{P_u}{n} + \frac{M_y X_2}{\sum X^2} + \frac{M_x Y_2}{\sum Y^2} \\ &= \frac{167,934}{2} + \frac{3,725 \cdot 0,375}{0,28125} + \frac{4,314 \cdot 0,375}{0,28125} \\ &= 94,685 \text{ ton} \end{aligned}$$

Besaran gaya yang diterima tiang pancang.

$$P_1 = 73,249 \text{ ton}$$

$$P_2 = 94,686 \text{ ton}$$

Menghitung momen ultimate.

Analisa Momen M_y (tulangan arah X)

a. Momen M_y arah (+X)

$$P_u = 94,686 \text{ ton}$$

Gaya dari pile cap (berat sendiri)

$$\begin{aligned} Q &= \text{Vol} \cdot B_j \text{ beton} \\ &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\ &= 1,6335 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\ &= (94,686 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\ &= 34,833 \text{ tm} \\ &= 348.333.107,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

b. Momen M_y arah (-X)

$$P_u = 73,249 \text{ ton}$$

Gaya dari pile cap (berat sendiri)

$$\begin{aligned} Q &= \text{Vol} \cdot B_j \text{ beton} \\ &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\ &= 1,6335 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\ &= (73,249 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\ &= 26,794 \text{ tm} \\ &= 267.944.255,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil momen } M_y \text{ terbesar} = 348.333.107,3 \text{ Nmm}$$

Analisa Momen M_x (tulangan arah Y)

c. Momen M_y arah (+Y)

$$P_u = 73,249 \text{ ton}$$

Gaya dari pile cap (berat sendiri)

$$\begin{aligned} Q &= \text{Vol} \cdot B_j \text{ beton} \\ &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\ &= 1,6335 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\ &= (73,249 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\ &= 26,794 \text{ tm} \\ &= 267.944.255,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

d. Momen M_y arah (-X)

$$P_u = 94,686 \text{ ton}$$

Gaya dari pile cap (berat sendiri)

$$\begin{aligned} Q &= \text{Vol} \cdot B_j \text{ beton} \\ &= (1,65/2) \cdot 0,5 \cdot 1,65 \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 \\ &= 1,6335 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_y &= (P_u \cdot 0,375) - (Q \cdot 0,412) \\ &= (94,686 \cdot 0,375) - (1,6335 \cdot 0,412) \\ &= 34,833 \text{ tm} \\ &= 348.333.107,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil momen } M_y \text{ terbesar} = 348.333.107,3 \text{ Nmm}$$

Menghitung tulangan lentur pile cap.

- Tulangan X (M_y)

$$M_y = 267.944.255,3 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 267.944.255,3 \cdot 0,9 \\ &= 297715839,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n / (b \cdot d^2) \\ &= 297715839,2 / (1000 \cdot 414^2) \\ &= 1,737 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= f_y / (0,85 \cdot f_c') \\ &= 400 / (0,85 \cdot 30) \\ &= 15,686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan } \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 1,737}{400}} \right) \\ &= 0,004501 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,002 \text{ (} f_y < 420 \text{)}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0045$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0045 \cdot 1000 \cdot 414 \\ &= 1863,596 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Penentuan batas spasi tulangan pelat mengacu pada SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3 Hal 126. Nilai spasi harus kurang dari.

$$3h = 2100 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan} = 175 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 1000 / s \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= 1000 / 175 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2 \\ &= 2171,086 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat $A_s > A_s \text{ awal}$

$$2171,086 > 1863,596 \text{ mm}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Maka digunakan tulangan lentur D22 – 175 mm

- Tulangan Y (Mx)

$$M_x = 348.333.107,3 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= M_u / \phi \\
&= 348.333.107,3 \cdot 0,9 \\
&= 387.036.785,8 \text{ Nmm} \\
R_n &= M_n / (b \cdot d^2) \\
&= 387.036.785,8 / (1000 \cdot 392^2) \\
&= 2,519 \\
m &= f_y / (0,85 \cdot f_c') \\
&= 400 / (0,85 \cdot 30) \\
&= 15,686 \\
\text{Rasio tulangan } \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
&= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 2,519}{400}} \right) \\
&= 0,006643 \\
\rho_{\min} &= 0,002 \text{ (} f_y < 420 \text{)} \\
\rho \text{ pakai} &= 0,00664 \\
A_s &= \rho \cdot b \cdot d_y \\
&= 0,00664 \cdot 1000 \cdot 392 \\
&= 2750,163 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Penentuan batas spasi tulangan pelat mengacu pada SNI 2847:2019; Pasal 7.7.2.3

Hal 126. Nilai spasi harus kurang dari.

$$3h = 2100 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

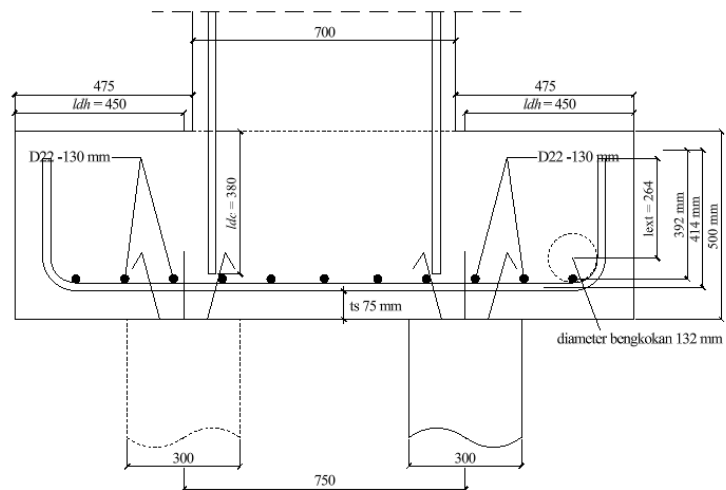
$$\text{Digunakan} = 130 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
A_s &= 1000 / s \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
&= 1000 / 130 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2 \\
&= 2922,615 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Syarat $A_s > A_s \text{ awal}$

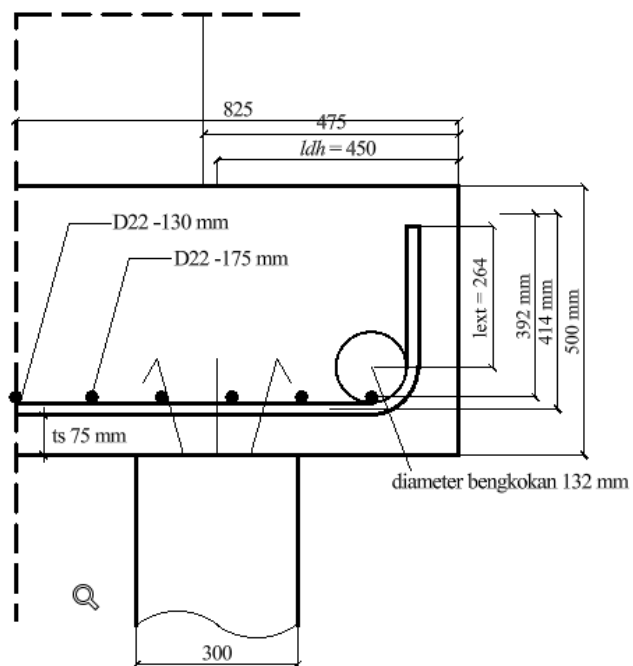
$$2922,615 > 2750,163 \text{ mm}^2 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Maka digunakan tulangan lentur D22 – 130 mm



Gambar 5.46 Detail Panjang penyaluran kondisi tekan
(Sumber: Analisa Penulis, 2025)

As Kolom



Gambar 5.47 Detail Panjang penyaluran kondisi Tarik arah X dan arah Y
(Sumber: Analisa Penulis, 2025)