

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Perencanaan Sistem Struktur

Sebelum melakukan perancangan struktur bangunan gedung, terlebih dahulu perlu dilakukan penentuan sistem struktur yang sesuai berdasarkan panduan SNI 1726:2019. Dalam standar tersebut dijelaskan bahwa pada struktur beton bertulang, sistem yang digunakan untuk menahan beban lateral maupun beban gravitasi adalah Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM). Sistem ini terbagi menjadi tiga kategori, yaitu:

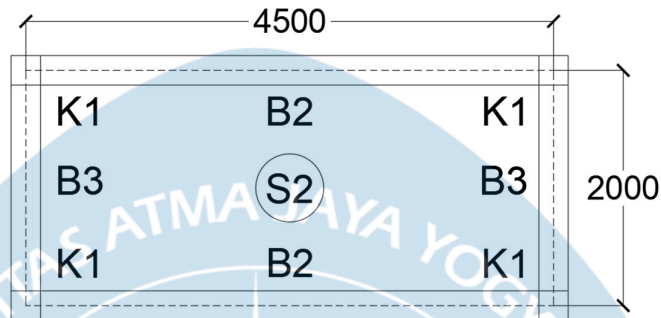
Pada perencanaan Gedung Rumah Susun di Yogyakarta ini, analisis struktur difokuskan pada pemeriksaan elemen-elemen beton bertulang di setiap lantai dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), yang termasuk dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D.

2.2 Preliminary Design

Perancangan awal atau *preliminary design* dilakukan sebagai perkiraan awal dimensi elemen struktur yang akan digunakan serta menjadi acuan dalam proses pemodelan struktur selanjutnya. Tahapan ini mengacu pada ketentuan **SNI 2847:2019** sebagai pedoman utama dalam perancangan awal Gedung Rumah Susun.

Dalam tahap *preliminary design* ini, penulis menyajikan contoh perhitungan awal pada elemen pelat, kolom, dan balok. Karena *preliminary design* merupakan langkah awal dalam menentukan ukuran dan konfigurasi struktur, maka prosesnya sering kali melibatkan metode *trial and error* hingga diperoleh hasil yang sesuai. Dengan demikian, nilai-nilai yang dihasilkan pada tahap ini bersifat sementara dan dapat berubah sesuai hasil analisis lebih lanjut.

Apabila diketahui jenis pelat seperti pada Gambar 2.1 maka:



Gambar 2. 1 Ukuran Pelat 1 arah

$$\begin{aligned} L_y &= 4500 \text{ mm} \\ L_x &= 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dalam perancangan ketebalan pelat, acuan yang digunakan mengacu pada Tabel 7.3.1.1 SNI 2847:2019 untuk pelat satu arah dan Pasal 8.3.1.2 untuk pelat dua arah. berikut perhitungannya:

Identifikasi Pelat dengan Tumpuan Sederhana

Perbandingan bentang panjang dan bentang pendek pelat adalah:

$$L_y/L_x = 4500/2000 = 2,25 > 2$$

Dengan demikian, pelat dikategorikan sebagai pelat satu arah.

Menentukan Ketebalan Pelat Satu Arah (Tumpuan Sederhana)

$$h = L_x/20 = 2000/20 = 100 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

Preliminary Balok

Panjang bentang antara kolom merupakan parameter utama dalam menentukan dimensi awal balok. Penentuan tinggi balok (h) mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 9.3.1.1, sedangkan lebar balok ditetapkan berdasarkan Pasal

18.6.2.1. Selain itu, perancangan balok juga harus memenuhi ketentuan tambahan yang diatur dalam pasal yang sama.

Perhitungan dimensi balok selengkapnya disajikan pada bagian berikut.

Dimensi Balok Induk

Panjang Bentang = 6 m

Menerus dua sisi $= \frac{6 \times 1000}{21} = 286 \text{ mm}$

Aktual = menerus dua sisi $= \frac{6 \times 1000}{15} = 400 \text{ mm}$

(Tinggi yang digunakan 600 mm)

Lebar balok $= 2/3 \times 600 = 400 \text{ mm}$

Pengecekan syarat SRPMK

B = 400 mm

H = 600 mm

Selimut beton = 40 mm

Diameter sengkang = 10 mm

Diameter tul. Utama = 22 mm

Dimensi kolom = 600 x 600 mm²

a) $L_n > 4d$ (OK)

$$d = 600 - 40 - 10 - (22/2) = 539 \text{ mm}$$

$$4d = 2156 \text{ mm}$$

$$L_n = 6000 - 600 = 5400 \text{ mm}^2$$

b) $B_w > 0,3 h$ atau 250 mm

$$B_w = 400 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Pengecekan syarat kolom ($600 \times 600 \text{ mm}^2$)

1. $B < H$ (OK)
2. $B \geq 300$ (OK)
3. $b/h > 0,4$ (OK)

Tabel 2. 1 Rekap Dimensi Hasil Preliminary

Kode	Panjang bentang (m)	Ukuran Balok (mm^2)	Ukuran Kolom (mm^2)
B1	6	400 x 600	600 x 600
B2	4,5	300 x 500	600 x 600
B3	2	250 x 400	600 x 600
BA	4,5	250 x 400	600 x 600

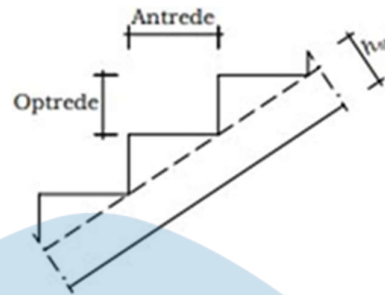
2.3 Perancangan Tangga

2.3.1 Denah Ruang Tangga

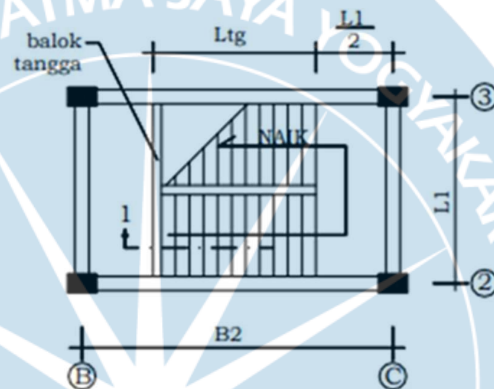
Dalam proses perencanaan tangga, tahap pertama yang dilakukan adalah membuat denah ruang tangga. Menurut Haryanto (2008), terdapat beberapa aspek yang perlu diperhatikan dalam merancang ruang tangga, yaitu sebagai berikut:

1. Lebar bordes harus memiliki ukuran minimal sama dengan lebar tangga.
2. Tinggi anak tangga (optrede, O) disarankan berada pada rentang 150 mm hingga 200 mm.
3. Lebar pijakan (antrede, A) memiliki ukuran minimal antara 280 mm hingga 300 mm.

Ilustrasi hubungan antara optrede dan antrede dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2. 2 gambaran Optrede dan Antrede



Gambar 2. 3 Contoh Denah tangga

Rumus yang digunakan untuk menghitung anak tangga :

$$n_{tg} = \frac{hlt}{o}$$

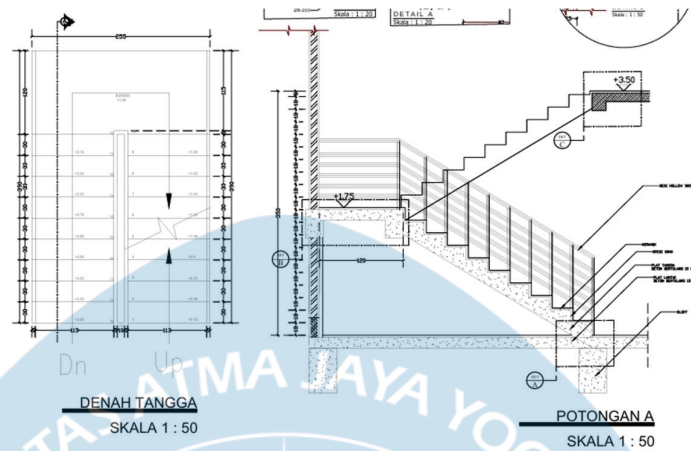
Rumus yang digunakan untuk menghitung lebar tangga :

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \frac{hlt}{o} - 1 \right) A$$

Rumus untuk mencari nilai kemiringan tangga :

$$L_{tg} = \tan^{-1} \left(\frac{o}{A} \right)$$

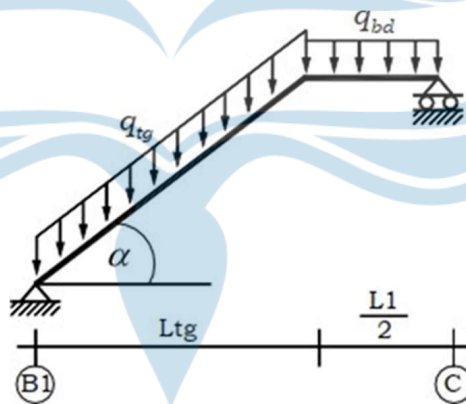
Dikarenakan hal-hal diatas maka dibuat denah tanggah seperti berikut.



Gambar 2. 4 Denah ruang tangga utama

2.3.2 Perencanaan Beban Tangga

Perhitungan beban tangga dilakukan setelah diperoleh dimensi ruang tangga serta sudut kemiringannya. Ketebalan pelat tangga (h_{tg}) kemudian ditentukan berdasarkan hasil estimasi awal. Beban pada tangga dibedakan menjadi dua jenis, yaitu beban tangga dan beban bordes



Gambar 2. 5 Ilustrasi qbd dan qtg (Haryanto, 2008)

Persamaan perhitungan tangga dapat dilihat dibawah ini.

Tabel 2. 2 Persamaan Perhitungan Tangga

Beban qtg:	berat sendiri tangga	$= \frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$
	berat anak tangga	$= 10 \times \text{berat volume beton}$

		2
	berat ubin & spesi	= 0,05 x berat volume ubin
	berat railing (diperkirakan)	= diperkirakan
Beban qbd:	berat sendiri tangga	= htg x berat volume beton
	berat ubin & spesi	= 0,05 x berat volume ubin
	berat railing (diperkirakan)	= diperkirakan

Lalu, setelah beban qtg dan qbd ditentukan, dicari M_u dan V_u dengan rumus berikut.

$$M_u = 1,4M_{DL}$$

$$M_u = 1,2M_{DL} + 1,6 M_{LL}$$

Dari dua persamaan diatas, dipilih kombinasi terbesar untuk menjadi M_u .

$$V_u = 1,4V_{DL}$$

$$V_u = 1,2V_{DL} + 1,6 V_{LL}$$

Dari kedua persamaan tersebut, nilai kombinasi yang terbesar digunakan sebagai gaya geser rencana.

Berikut adalah contoh perhitungan beban tangga untuk perancangan tangga Gedung Rumah Susun

$$\text{Lebar Lantai (L1)} = 2550 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Bordes} = 1200 \text{ mm}$$

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

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

$$\text{Tebal Pelat Tangga} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi antar lantai (Het)} = 3500 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Anak tangga (n)} = \frac{Het}{O} = \frac{3500}{200} = 17,5 \approx 18 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}
 L_{tg} &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{H_{et}}{o} - 1 \right) A \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{3500}{200} - 1 \right) \\
 &= 2325 \approx 2700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\alpha = \arctan \frac{o}{A} = 33,69^\circ$$

Beban qtangga:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Sendiri Tangga} &= \frac{htg}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton} \\
 &= \frac{0,15}{\cos 0,59} \times 24 \\
 &= 4,327 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat anak tangga} &= \frac{1}{2} \times 0,2 \times 24 \\
 &= 2,4 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

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

$$\text{Berat Railling(Asumsi)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban qtg} &= 8,777 \text{ kN/m}^2 \times \text{lebar tangga} \\
 &= 9,874 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban qbordes :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Sendiri Tangga} &= htg \times \text{berat volume beton} \\
 &= 0,15 \times 24 \\
 &= 3,6 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat Ubin \& Spasi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin}$$

$$= 0,05 \times 21$$

$$= 1,05 \text{ kN/m}^2$$

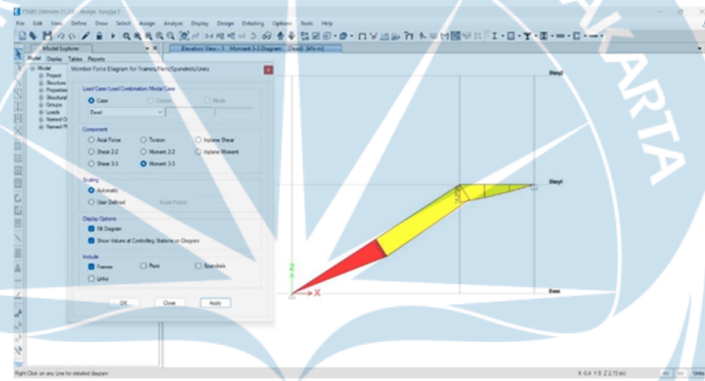
$$\text{Berat ralling (asumsi)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban qbd} = 5,65 \times \text{lebar bordes}$$

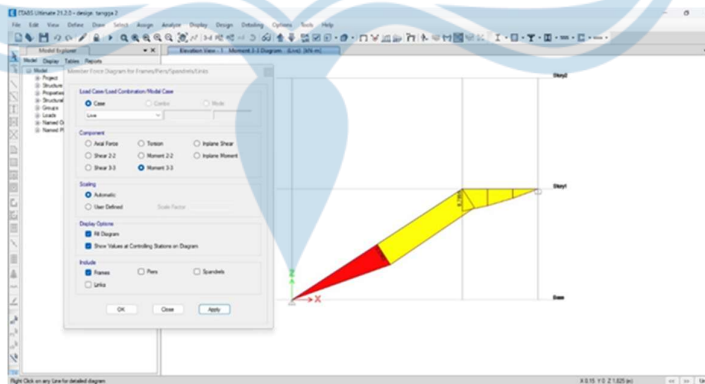
$$= 6,356 \text{ kN/m}^2$$

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

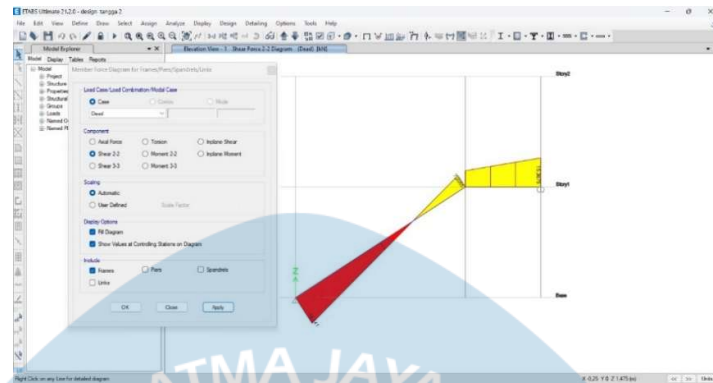
Dibawah ini output gaya dalam tangga pada Rumah susun



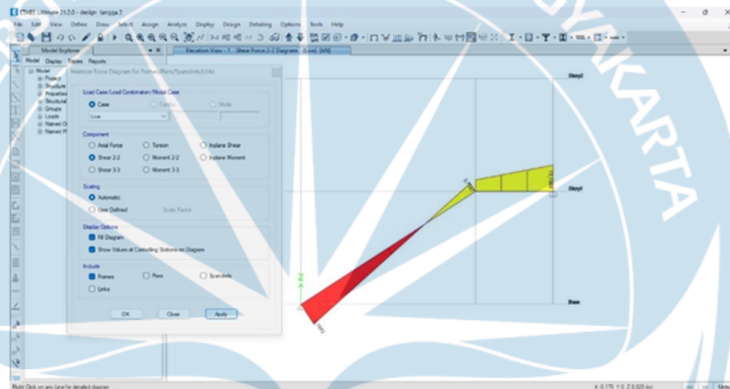
Gambar 2. 6 BMD akibat beban mati pada tangga



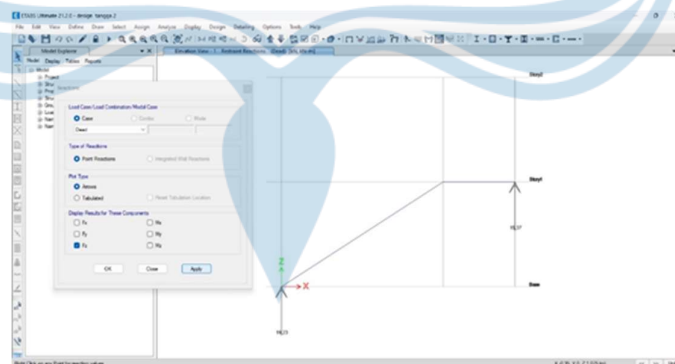
Gambar 2. 7 BMD akibat beban hidup pada tangga



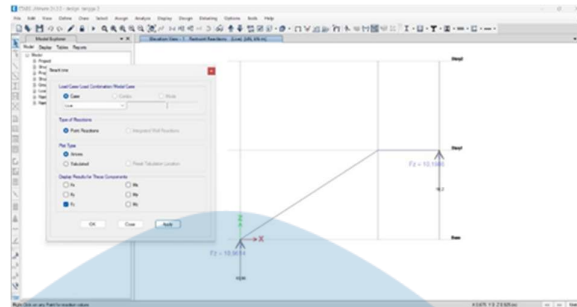
Gambar 2. 8 SFD akibat beban mati pada tangga



Gambar 2. 9 SFD akibat beban hidup pada tangga



Gambar 2. 10 Diagram joint akibat beban mati pada tangga



Gambar 2. 11 Diagram joint akibat beban hidup pada tangga
Dari ETABS diatas, didapatkan pembebanan sebesar berikut ini.

Pembebanan :

$$\text{MDL} = 18,6505 \quad \text{kNm}$$

$$\text{MLL} = 9,5963 \quad \text{kNm}$$

$$\text{VDL} = 18,1601 \quad \text{kN}$$

$$\text{VLL} = 9,1983 \quad \text{kN}$$

Kombinasi pembebanan :

$$\begin{aligned} \text{MU1} &= 1,4 \times \text{MDL} \\ &= 26,1107 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MU2} &= 1,2 \times \text{MDL} + 1,6 \times \text{MLL} \\ &= 37,7346 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{VU1} &= 1,4 \times \text{VDL} \\ &= 25,42414 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{VU2} &= 1,2 \times \text{VDL} + 1,6 \times \text{VLL} \\ &= 36,5094 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Dipilih :

$$\text{Mur} = 37,73468 \quad \text{kNm}$$

$$V_{ur} = 36,5094 \text{ Kn}$$

2.3.3 Penulangan Tangga

Berikut adalah perhitungan penulangan tangga untuk bangunan Rumah susun Di Sleman.

Perhitungan rencana penulangan tangga tumpuan

$$M_{ux} = 37,73468 \text{ kNm}$$

Direncanakan

$$\text{Tulangan Pokok} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Susut} = 8 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ Tulangan Pokok} = 420 \text{ Mpa}$$

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

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

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

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

$$D_s = 123,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= -\frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_{ux}}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= -\frac{0,85 \cdot 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 37,7347 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] \\ &= 0,00694 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002bh = 270 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d = 857,3300296 \text{ mm}$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25\pi 13^2 \times 1000}{857,33}$$

$$= 154,82053 \text{ mm}$$

Digunakan D 13-150

Cek Gaya Geser :

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c} b d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 123,5 / 1000 = 114,994 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 86,246 > 36,5094 \text{ (OK)}$$

Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 270 \text{ mm}^2$$

$$S = 186,1684535 \text{ mm}$$

Digunakan D8 -150

Perhitungan rencana tulangan tangga lapangan

$$M_{ux} = 37,73468 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

$$D \text{ Tulangan Pokok} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Susut} = 8 \text{ mm}$$

$$F_y \text{ Tulangan Pokok} = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ Tulangan Susut} = 280 \text{ Mpa}$$

$$F'_c = 30 \text{ Mpa}$$

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

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

$$D_s = 123,5 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 37,73468 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right]$$

$$= 0,00694$$

$$A_s \text{ min} = 0,002bh$$

$$= 270 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d = 857,3300296 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi^2 b}{A_s} - \frac{0,25\pi \times 13^2 \times 1000}{857,33} = 154,82053 \text{ mm}$$

Digunakan D13-150

Cek Gaya Geser :

$$V_c = 0,17\sqrt{f'c} b d = 114,994 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75V_c = 86,246 > 36,5094 \text{ (OK)}$$

Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 270 \text{ mm}^2$$

$$S = 186,1684535 \text{ mm}$$

Digunakan D8 -150

Perhitungan penulangan pondasi tangga :

Diketahui :

Tabel 2. 3 Perhitungan Penulangan Pondasi Tangga

Berat mati tangga (kN/m)	30,72	kN/m
Berat hidup tangga (kN/m)	16,77	kN/m

Berat dinding (kN/m)	9,6	kN/m
Total beban qtg (kN/m)	57,08	kN/m

$$\gamma \text{ tanah} = 17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tebal fondasi} = 200 \text{ mm}$$

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

$$\sigma_{\text{netto}} = 188,4$$

$$B \text{ (asumsi)} = 1000$$

$$e = \frac{\text{Momen tumpuan}}{q_{tg}} = 0,661 \approx 0,7 \text{ m}$$

$$\text{Cek tegangan} = \frac{q_{tg}}{B}$$

$$= 57,083 < \sigma_{\text{netto}}$$

$$= \text{OK}$$

Menghitung tegangan terfaktor:

Diketahui:

Tabel 2. 4 Tegangan Terfaktor

Beban mati tangga x 1,2 (kN/m)	36,86197843	kN/m
Beban hidup tangga x 1,6 (kN/m)	26,824	kN/m
Beban dinding x 1,2 (kN/m)	11,52	kN/m
Total beban qtg (kN/m)	75,2060	kN/m

$$e = 0,5018 \text{ m} \approx 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Cek tegangan} = 75,2060 < \sigma_{\text{netto}} \text{ OK}$$

Rencana Penulangan Pondasi Tangga

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{2} \right) \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b t g \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} \left(\frac{75,2060}{2} \right) \left(\frac{1}{2} + 0,6 - \frac{1}{2} \times 0,2 \right)^2 \\ &= 18,80149 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \left(\frac{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{2} \right) \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2} b t g \right)^2 \\ &= \left(\frac{75,2060}{2} \right) \left(\frac{1}{2} + 0,6 - \frac{1}{2} \times 0,2 \right)^2 = 37,60299 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$d_s = 153,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M}{1,7 \phi f'c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 18,8015 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] \\ &= 0,003354 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 b h$$

$$= 360 \text{ mm}^2$$

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

$$= 514,8001 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s}$$

$$= \frac{0,25 \pi \times 13^2 \times 1}{360}$$

$$= 368,7008 \text{ mm}$$

Digunakan D 13-250

Cek Gaya Geser:

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} b d = 142,928 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 107,20 \text{ kN} > 36,5094 \text{ (OK)}$$

Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 360 \text{ mm}^2$$

$$S = 139,6263402 \text{ mm}$$

Digunakan D8-100

2.4 Perancangan Pelat Lantai

Perancangan plat lantai dibedakan menjadi dua jenis, yaitu plat lantai satu arah dan plat lantai dua arah. Penentuan jenis plat didasarkan pada perbandingan antara panjang bentang arah y dan arah x (L_y/L_x). Apabila nilai $L_y/L_x \geq 2$, maka beban utama akan dialirkan ke arah bentang pendek, sehingga sistem pelat dikategorikan sebagai pelat satu arah. Sebaliknya, jika $L_y/L_x < 2$, beban akan terdistribusi ke keempat sisi pelat dan sistemnya termasuk pelat dua arah. Seluruh perhitungan perancangan pelat ini mengacu pada SNI 2847:2019.

2.4.1 Perancangan Pelat Lantai 1 Arah

Dalam perancangan pelat lantai satu arah, digunakan momen pendekatan untuk menentukan kebutuhan tulangan, yang ditentukan berdasarkan letak pelat dan kondisi tumpuannya. Setelah momen pendekatan diperoleh, dilakukan perhitungan rasio tulangan dan luas tulangan yang dibutuhkan sesuai dengan momen rencana.

Selanjutnya, kebutuhan luas tulangan harus dibandingkan dengan luas tulangan minimum. Setelah kebutuhan luas tulangan terpenuhi, dilakukan pemilihan jenis

dan ukuran tulangan yang akan digunakan, serta penentuan jarak antar tulangan (spasi) yang sesuai dengan ketentuan peraturan.

Diketahui Data sebagai berikut :

$$L_y = 4500 \text{ mm}$$

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

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Diameter tul.} = 8 \text{ mm}$$

$$DL = 5,99 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\text{Tebal pelat} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Perhitungan lebar pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$D_s = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - D_{tul}/2$$

$$= 130 - 20 - 8/2$$

$$= 106 \text{ mm}$$

Pembebanan Pelat

$$q_{DL} = \text{tebal pelat} \times b_j. \text{ Beton} + DL = 0,13 \times 24 + 5,99 = 9,11 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{IL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u (1,2DL + 1,6 LL) = 1,2 \times 9,11 + 1,6 \times 4,79 = 18,596 \text{ kN/m}^2$$

Momen Pelat

$$\text{Lebar Pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Koef Titik A} = 1/24 = 0,041667$$

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= \text{Koef} \times \text{Qu} \times \text{LY}^2 \\ &= 0,041667 \times 18,596 \times 4500^2 \\ &= 15,69038 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4m_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 3}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 15,69038 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 106^2}} \right] \\ &= 0,003814 \\ \text{As} &= \rho b d = 404,2925 \text{ mm}^2 \\ \text{As min} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g = 234 \text{ mm}^2 \\ S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{\text{As}} = \frac{0,25\pi \times 8^2 \times 1000}{404,2925} \\ &= 214,81 \text{ mm} < 2h = 260 \text{ mm (OK)}\end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan D8-150

Berikut Merupakan Rekap Perhitungan Pelat 1 arah

Tabel 2. 5 Rekap Perhitungan Pelat 1 Arah

	A	B	C
Koefisien	0,041667	0,071429	0,111111
Mu	15,69038	26,89779	41,841
ρ	0,003814	0,006703	0,010815
As	404,2925	710,5257	1146,345
As min	260	260	260
As pasang	260	260	260
S	193,33	193,33	193,33
Dipasang	D8 - 150	D8 - 150	D8 - 150

2.4.2 Perancangan Pelat Lantai 2 Arah

Dalam perencanaan pelat dua arah pada proyek ini, analisis dan desain difokuskan menggunakan metode desain langsung (DDM). Metode ini memiliki sejumlah batasan penerapan sebagaimana dijelaskan dalam SNI 2847:2019 Pasal 8.10.2.1 hingga 8.10.2.7, yaitu sebagai berikut:

1. Sistem pelat harus memiliki minimal tiga bentang menerus pada masing-masing arah.
2. Panjang bentang yang bersebelahan dalam satu arah tidak boleh berbeda lebih dari seperenam bentang terpanjangnya.
3. Rasio antara bentang panjang dan bentang pendek pada pelat berbentuk persegi tidak boleh melebihi nilai 2.
4. Penyimpangan posisi kolom dari garis sumbu kolom yang berdekatan diperbolehkan maksimal 10% dari panjang bentang.
5. Jenis beban yang diperhitungkan hanya beban gravitasi yang merata pada seluruh panel pelat.
6. Beban hidup (L) tidak boleh melebihi dua kali beban mati (D).
7. Untuk panel pelat lantai yang memiliki balok di antara tumpuan pada keempat sisinya, perhitungan harus menggunakan persamaan balok dalam dua arah tegak lurus.

$$2 \leq \frac{af_1 l_2^2}{af_2 l_1^2} \leq 5$$

Dimana af_1 dan af_2 dihitung dengan :

$$af = \frac{E_{cb} l_b}{E_{cs} l_s}$$

Rata-rata absolut terfaktor positif dan negatif (M_u) juga perlu dihitung dan jumlah dalam setiap arahnya dan harus lebih dari dari:

$$M_o = \frac{q_u l_2 n^2}{8}$$

Distribusi momen untuk bentang ujung dapat dihitung menggunakan koefisien yang terdapat pada table berikut.

Tabel 2. 6 Koefisien distribusi untuk bentang ujung

	Tepi eksterior tak terkekang	Pelat dengan balok antara semua tumpuan	Pelat tanpa balok antara tumpuan interior		Tepi eksterior terkekang penuh
			Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
Negatif interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Positif	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Negatif eksterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.10.4.2 – koefisien distribusi untuk bentang ujung

Lajur kolom harus menahan momen negative dan interior M_u sesuai tabel berikut.

Tabel 2. 7 Bagian momen negative interior M_u di lajur kolom

$a_n l_2 / l_1$	l_2 / l_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.1 – Bagian momen negative interior M_u di lajur kolom

Tabel 2. 8 Bagian momen negatif interior M_u di lajur kolom

$a_n l_2 / l_1$	l_2 / l_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,60	0,60	0,60
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.5 – Bagian momen positif interior Mu di lajur kolom

Tabel 2. 9 Bagian momen negatif eksterior Mu di lajur kolom

$a_f l_2 / l_1$	β_t	l_2 / l_1		
		0,5	1,0	2,0
0	0	1,0	1,0	1,0
	$\geq 2,5$	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0	1,0	1,0	1,0
	$\geq 2,5$	0,90	0,75	0,45

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.2 – Bagian momen negatif eksterior Mu di lajur kolom

Tabel 2. 10 Bagian momen lajur kolom Mu pada balok

$a_f l_2 / l_1$	Koefisien distribusi
0	0
$\geq 1,0$	0,85

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.7.1 – Bagian momen lajur kolom Mu pada balok

Interpolasi linier perlu dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan pada tabel sudah disebutkan di atas. As min disediakan dekat muka tarik pada arah bentang yang ditinjau.

Tabel 2. 11 As min untuk pelat dua arah nonprategang

Jenis Tulangan	f_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²	
Batang ulir	< 420	$0,0020 A_g$	
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			$0,0014 A_g$

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.7.1 – Bagian momen lajur kolom Mu pada balok

Berikut adalah contoh perhitungan pelat 2 arah dari perancangan Gedung Rumah Susun Yogyakarta:

Diketahui:

Ukuran Pelat = 4500 x 3000 mm

Ukuran Balok = 400 x 600 mm

Ukuran Kolom = 600 x 600 mm

Beban Hidup Merata = 4,79 kN/m²

Beban Mati Tambahan = 2,63 kN/m²

f'c = 30 Mpa

fy = 420 Mpa

Tebal Pelat = 130 mm

Berat jenis beton = 2,4 kNm

Perhitungan Beban Terfaktor

Qd = SIDL + (tebal pelat x bj beton) = 5,75 Kn/m

Qu = 1.2 x DL + 1.6 x LL = 14,564 Kn/m

Perhitungan momen static total terfaktor dalam arah Panjang dan pendek :

Dalam Arah Panjang

$$M_{ol} = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8} = \frac{14,564 \times 4,5 \times (3-0,6)^2}{8} = 47,18736 \text{ kN/m}$$

Dalam Arah Pendek

$$M_{os} = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8} = \frac{14,564 \times 3 \times (4,5-0,6)^2}{8} = 83,069415 \text{ kN/m}$$

Koefisien: Negatif = 0,65

Positif = 0,35

Perhitungan arah memanjang

$$M_{ol} = \frac{q_u l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{14,564 \times 4,5 \times (3-0,6)^2}{8} = 47,18736 \text{ kN/m}$$

$$M+ = 16,515576 \text{ kN/m}$$

$$M- = 30,671784 \text{ kN/m}$$

Tabel 2. 12 Rekapitulasi Momen Arah Memanjang

	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	15,64260984	8,42294376
Momen Pelat	2,76046056	1,48640184
Jumlah Balok+ Pelat	18,4030704	9,9093456
Momen Lajur Tengah	12,2687136	6,6062304

Perhitungan arah memendek

$$M_{ol} = \frac{q_u l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{14,564 \times 3 \times (4,5-0,6)^2}{8} = 83,069415 \text{ kN/m}$$

$$M+ = 29,07429525 \text{ kN/m}$$

$$M- = 53,99511975 \text{ kN/m}$$

Tabel 2. 13 Rekapitulasi Momen Arah Memendek

	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	27,53751107	14,82789058
Momen Pelat	4,859560778	2,616686573
Jumlah Balok+ Pelat	32,39707185	17,44457715
Momen Lajur Tengah	21,5980479	11,6297181

Perhitungan tulangan pelat

$$\text{Diasumsikan lebar pelat} = 1000 \text{ mm}$$

$$D_s = 106 \text{ mm}$$

$$\mu_u = 12,2687136 \text{ kN/m}$$

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

$$= \frac{0,85}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 12,2687 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 106^2}} \right]$$

$$= 0,00296085$$

$$A_s = \rho b d = 313,8500572 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g = 234 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi \times 8^2 \times 1000}{313,85}$$

$$= 160,1576336 \text{ mm} < 3h = 260 \text{ mm (OK)}$$

Maka digunakan tulangan D8-150

Tabel 2. 14 Rekapitulasi tulangan arah memanjang pada Pelat Lantai

Arah Memanjang				
	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen Negatif	Momen Positif	Momen Negatif	Momen Positif
μ_u	18,4030704	9,9093456	12,2687136	6,6062304
ρ	0,004499725	0,002379783	0,00296085	0,001575881
A_s	476,9708557	252,2569937	313,8500572	167,0433333
$A_{s \text{ min}}$	260	260	260	260
s	105,3848089	199,2629886	160,1576336	300,9128319
Digunakan	D8 - 100	D8 - 150	D8 - 150	D8 - 250

Tabel 2. 15 Rekapitulasi tulangan arah memendek pada Pelat Lantai

Arah Memendek				
	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Momen Negatif	Momen Positif	Momen Negatif	Momen Positif
Mu	32,39707185	17,44457715	21,5980479	11,6297181
ρ	0,008178723	0,004256511	0,005318151	0,002802902
As	866,9446065	451,1901392	563,7239972	297,1075793
As min	260	260	260	260
s	57,98003942	111,4064296	89,16683113	169,1827673
Digunakan	D8 - 50	D8 - 100	D8 - 50	D8 - 150

2.5 Penentuan Sistem Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019, perencanaan struktur mengacu pada Konsep Keselamatan Terhadap Kehidupan (*Life Safety Concept*). Prinsip dasar dari konsep ini adalah bahwa ketika terjadi gempa besar sesuai dengan tingkat kegempaan pada wilayahnya, struktur bangunan dapat mengalami kerusakan akibat energi gempa yang terserap, namun tidak boleh mengalami keruntuhan total. Hal ini dimaksudkan agar bangunan tetap mampu memberikan waktu yang cukup untuk proses evakuasi penghuni.

Oleh karena itu, diperlukan penentuan sejumlah parameter tambahan yang digunakan dalam analisis beban gempa serta faktor-faktor pendukung lainnya, sebagaimana dijelaskan berikut ini.

1. Penentuan Kategori Resiko

Tabel 2. 16 Tabel Kategori Resiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak	III

Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa bangunan Gedung Rumah Susun di Sleman termasuk pada kategori risiko II. Hal ini dikarenakan fungsi bangunan ini merupakan gedung Rumah susun.

2. Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

Tabel 2. 17 Faktor Keutamaan Gempa

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

Faktor Keutamaan Gempa yang tertera pada tabel 2.4 di atas, bangunan Gedung Rumah Susun di Sleman termasuk ke dalam kategori risiko II, dengan nilai faktor keutamaan gempa yaitu 1,0.

3. Penentuan Klasifikasi Situs

Depth (m)	T (m)	N-SPT	T/N
2	2	3	0,67
4	2	5	0,40
6	2	15	0,13
8	2	25	0,08
10	2	41	0,05
12	2	45	0,04
14	2	47	0,04
16	2	35	0,06
18	2	22	0,09
20	2	21	0,10
22	2	52	0,04
24	2	52	0,04
26	2	55	0,04
28	2	55	0,04
30	2	57	0,04
TOTAL	30		1,8

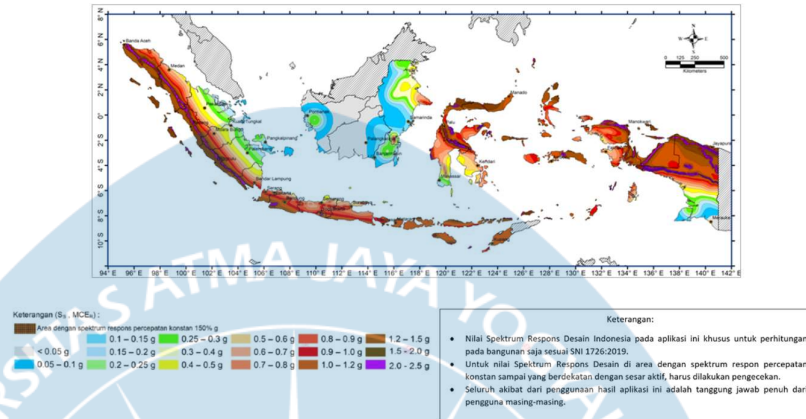
$$N \text{ mean} = \frac{\sum T}{\sum \left(\frac{T}{N}\right)} = \frac{30}{1,8} = 16,27$$
 maka berdasarkan Tabel 5 SNI 1726:2019, didapatkan nilai rata-rata < 50 maka nilai tanah masuk pada kelas situs SD (Tanah Sedang)

Tabel 2. 18 Penentuan Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{cs}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

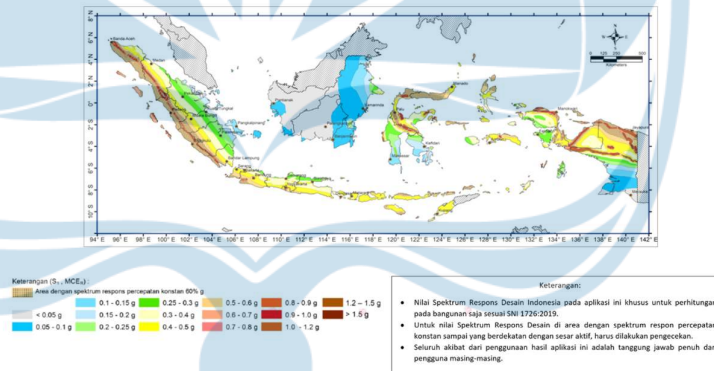
Berdasarkan hasil penyelidikan tanah pada bangunan Rumah Susun di Sleman didapatkan bahwa klasifikasi situsnya termasuk ke dalam kelas situs SD (Tanah Sedang) sesuai tabel 2.5 yang tertera di atas.

4. Menentukan nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek (SS) dan Parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S1)



Gambar 2. 12 Peta percepatan spectrum respons 0,2 detik

Dari peta percepatan spectrum respons 0,2 detik (S_s) di atas, didapat nilai S_s sebesar: 1,1702 g



Gambar 2. 13 peta percepatan spectrum respons 1 detik

Dari peta percepatan spectrum respons 1 detik (S_1) di atas, didapat nilai S_1 sebesar: 0,5252 g

5. Menghitung faktor amplifikasi periode pendek (F_a)

Tabel 2. 19 Faktor Amplifikasi periode pendek

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	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Dengan kelas situs tanah sedang (SD) dan nilai S_s sebesar 1,1702.

Maka dilakukan interpolasi linier dengan tujuan mendapatkan nilai F_a

$$F_a = 1,1 + \frac{1,1702 - 1,00}{1,25 - 1,00} \times 1,0 - 1,1$$

$$F_a = 1,032$$

6. Menghitung faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v)

Tabel 2. 20 faktor amplifikasi periode 1 detik

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

BSN 2019

34 dari 238

SNI 1726:2019

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	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Dengan kelas situs tanah sedang (SD) dan nilai S_1 sebesar 0,525.

Maka dilakukan interpolasi linear dengan tujuan mendapatkan nilai

F_v

$$F_v = 1,8 + \frac{0,525 - 0,50}{0,600 - 0,5} \times 1,7 - 1,8$$

$$F_v = 1,775$$

7. Menghitung percepatan pada periode pendek (SMS)

$$SMS = F_a \times S_s$$

$$= 1,032 \times 1,1702$$

$$= 1,208 \text{ g}$$

8. Menghitung percepatan pada periode 1 detik (SM1)

$$\begin{aligned}
 SM1 &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,775 \times 0,5252 \\
 &= 0,932
 \end{aligned}$$

9. Menghitung percepatan desain pada periode pendek (SDS)

$$\begin{aligned}
 SDS &= 2/3 \times SMS \\
 &= 2/3 \times 1,208 \\
 &= 0,805
 \end{aligned}$$

10. Menghitung percepatan desain pada periode 1 detik (SD1)

$$\begin{aligned}
 SD1 &= 2/3 \times SM1 \\
 &= 2/3 \times 0,932 \\
 &= 0,621
 \end{aligned}$$

11. Menentukan (KDS)

- Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (SDS).

Tabel 2. 21 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons 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

- Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (SD1).

Tabel 2. 22 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

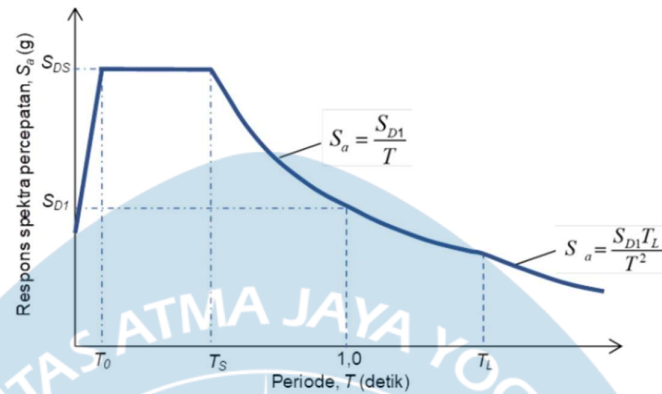
Nilai S_{DI}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

Kesimpulannya: kategori desain seismik untuk yang ditinjau dari nilai SDS dan nilai S_1 adalah D. Maka, jika berdasarkan SNI 1726 2019, sistem struktur penahan gaya gempa yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Tabel 2. 23 Rekapitulasi parameter-parameter yang dibutuhkan dalam perhitungan beban gempa:

Kategori resiko	II
(I_e)	1
Kelas situs tanah	SD
(SS) g	1,1702
(S_1) g	0,5252
(F_a)	1,032
(F_v)	1,7748
(SMS) g	1,208
(SM1) g	0,932
(SDS) g	0,805
(SD1) g	0,621
(KDS)	D

2.5.1 Spectrum Respons Design



Gambar 3 – Spektrum respons desain

Gambar 2. 14 Spectrum Respons Design

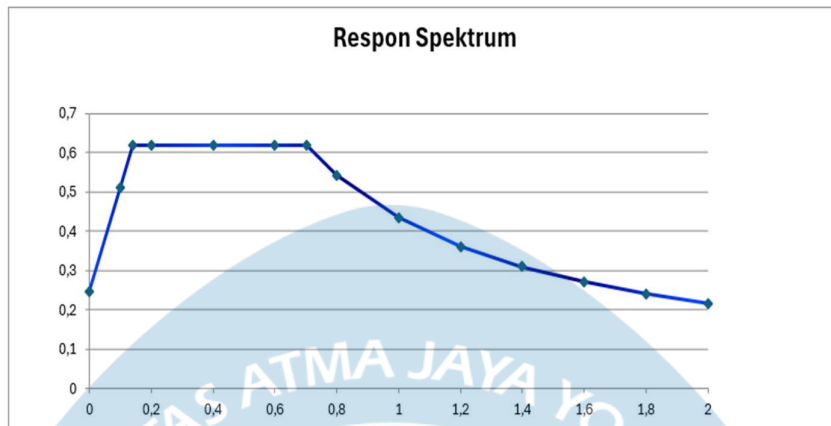
- 1) 'Menghitung nilai periode T_0 sesuai dengan SNI 1726 2019

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times S_{D1} / S_{DS} \\ &= 0,2 \times 0,621 / 0,805 \\ &= 0,154 \text{ detik} \end{aligned}$$

- 2) Menghitung nilai periode T_s sesuai dengan SNI 1726 2019

$$\begin{aligned} T_s &= S_{D1} / S_{DS} \\ &= 0,621 / 0,805 \\ &= 0,772 \text{ d} \end{aligned}$$

Grafik respons spektrum dari data-data di atas tertera pada Gambar dibawah ini.



Gambar 2. 15 Grafik Respon Spektrum

2.5.2 Periode Fundamental Struktur

1. Menghitung periode fundamental pendekatan (T_a)

Untuk struktur dengan ketinggian < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m (SNI 1726 2019)

Tabel 2. 24 Nilai Parameter periode pendekatan C_t dan x

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

$$T_a = 0,0466 \times H_n^x$$

Dimana :

$$C_t = 0,0466$$

$$H_n = 3,5 \times 5 = 17,5 \text{ m}$$

$$X = 0,9$$

$$T_a = 0,0466 \times 14,446$$

$$= 0,67386 \text{ detik}$$

2. Menghitung perioda maksimum ($T_{\max}$)

Tabel 2. 25 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

SNI 1726:2019

Tabel 17 – Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Ditinjau dari nilai $SD1 = 0,621$ g maka nilai koefisien C_u yang didapat adalah: 1,4

Tipe struktur penahan gaya lateral arah X dan arah Y adalah rangka, sehingga termasuk tipe struktur lainnya.

a. Arah X

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,674 \\ &= 0,943 \text{ detik} \end{aligned}$$

b. Arah Y

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,674 \\ &= 0,943 \text{ detik} \end{aligned}$$

c. Waktu getar analisis ETABS pada mode 1 (arah x) dan mode 2 (arah y):

$$\begin{aligned} T_{cx} &= 0,86 \text{ detik} \\ T_{cy} &= 0,889 \text{ detik} \end{aligned}$$

2.5.3 Menentukan nilai faktor R, Cd

Tabel 2. 26 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Tabel 12 – Faktor R, C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik (lanjutan)

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batas sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_s (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul 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 ^g	TI ^g	TI ^g
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^g	TI ^g	TI ^g
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^h	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	5½	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 canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ^h	3½	3 ^g	3½	10	10	10	10	10

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 12 mengenai Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik (seperti ditunjukkan pada Gambar 2.8), sistem struktur yang digunakan pada Bangunan Gedung Kawasan Pemukiman di Sleman adalah rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SRPMK). Oleh karena itu, ditetapkan nilai $R = 8$, $\Omega_0 = 3$, dan $C_d = 5,5$.

2.6 Perencanaan Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan struktur dilakukan untuk menentukan besarnya beban yang bekerja pada bangunan saat terjadi gempa. Perhitungan beban pada setiap lantai bertujuan untuk memperoleh gaya geser seismik total yang timbul akibat pengaruh gempa. Acuan yang digunakan dalam perencanaan ini adalah SNI 1726:2019.

Berikut perhitungan untuk tiap bangunan yang ada di dalam wilayah proyek:

Rumah Susun

- Berat satuan lantai atap

Berat Sendiri pelat = $3,12 \text{ kN/m}^2$

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

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

DL = $4,57 \text{ kN/m}^2$

- Berat satuan lantai tipikal

Berat Sendiri Pelat = $3,12 \text{ kN/m}^2$

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

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

Penutup lantai = $0,24 \text{ kN/m}^2$

Partisi = 1 kN/m^2

Plafon, ME, dll = $0,25 \text{ kN/m}^2$

DL = $5,69 \text{ kN/m}^2$

- Balok

B1 600 X 400 mm = $4,512 \text{ kN/m}$

B2 500 X 300 mm = $2,664 \text{ kN/m}$

B3 300 X 250 mm = $1,62 \text{ kN/m}$

BA 400 X 250 mm = $1,62 \text{ kN/m}$

- Kolom

$$K1 \ 600 \times 600 \text{ mm} = 8,64 \text{ kN/m}$$

$$K2 \ 550 \times 550 \text{ mm} = 7,26 \text{ kN/m}$$

Perhitungan Berat Bangunan

- Berat Lantai Atap

$$\text{Pelat Lantai} = 1089 \times 4,57 = 4976,73 \text{ kN}$$

$$B1 \ 600 \times 400 \text{ mm} = 546 \times 4,512 = 2463,552 \text{ kN}$$

$$B2 \ 500 \times 300 \text{ mm} = 132 \times 2,664 = 351,648 \text{ kN}$$

$$B3 \ 300 \times 250 \text{ mm} = 378 \times 1,62 = 612,36 \text{ kN}$$

$$BA \ 400 \times 250 \text{ mm} = 148,5 \times 162 = 240,57 \text{ kN}$$

$$K2 \ 550 \times 550 \text{ mm} = 126 \times 7,26 = 914,76 \text{ kN}$$

$$W \text{ lantai Atap} = 9559,62 \text{ kN}$$

- Berat Lantai 4

$$\text{Pelat Lantai} = 1089 \times 5,69 = 6196,41 \text{ kN}$$

$$B1 \ 600 \times 400 \text{ mm} = 546 \times 4,512 = 2463,552 \text{ kN}$$

$$B2 \ 500 \times 300 \text{ mm} = 132 \times 2,664 = 351,648 \text{ kN}$$

$$B3 \ 300 \times 250 \text{ mm} = 378 \times 1,62 = 612,36 \text{ kN}$$

$$BA \ 400 \times 250 \text{ mm} = 148,5 \times 162 = 240,57 \text{ kN}$$

$$K2 \ 550 \times 550 \text{ mm} = 252 \times 7,26 = 1829,52 \text{ kN}$$

$$W \text{ lantai 4} = 11694,06 \text{ kN}$$

- Berat Lantai 3

Pelat Lantai	=	1089 X 5,69	= 6196,41 kN
B1 600 X 400 mm	=	546 X 4,512	= 2463,552 kN
B2 500 X 300 mm	=	132 X 2,664	= 351,648 kN
B3 300 X 250 mm	=	378 X 1,62	= 612,36 kN
BA 400 X 250 mm	=	148,5 X 162	= 240,57 kN
K2 550 X 550 mm	=	126 X 7,26	= 914,76 kN
K1 600 X 600 mm	=	126 X 8,64	= 1088,64 kN
W lantai 3	=	11867,94 kN	

- Berat Lantai 2

Pelat Lantai	=	1089 X 5,69	= 6196,41 kN
B1 600 X 400 mm	=	546 X 4,512	= 2463,552 kN
B2 500 X 300 mm	=	132 X 2,664	= 351,648 kN
B3 300 X 250 mm	=	378 X 1,62	= 612,36 kN
BA 400 X 250 mm	=	148,5 X 162	= 240,57 kN
K1 600 X 600 mm	=	252 X 8,64	= 2177,28 kN
W lantai 2	=	12041,82 kN	

- Berat Lantai 1

Pelat Lantai	=	1089 X 5,69	= 6196,41 kN
--------------	---	-------------	--------------

$$B1 \ 600 \times 400 \text{ mm} = 546 \times 4,512 = 2463,552 \text{ kN}$$

$$B2 \ 500 \times 300 \text{ mm} = 132 \times 2,664 = 351,648 \text{ kN}$$

$$B3 \ 300 \times 250 \text{ mm} = 378 \times 1,62 = 612,36 \text{ kN}$$

$$BA \ 400 \times 250 \text{ mm} = 148,5 \times 162 = 240,57 \text{ kN}$$

$$K1 \ 600 \times 600 \text{ mm} = 252 \times 8,64 = 2177,28 \text{ kN}$$

$$W \text{ lantai } 1 = 12041,82 \text{ kN}$$

Nilai T

$$T_a = 0,0466 \times 17,50,9 = 0,6738 \text{ detik}$$

Nilai K

$$K = 0,5 T + 0,75 = 1,0869$$

Tabel 2. 27 Rekapitulasi beban gempa tiap lantai metode statik ekuivalen

No	Lantai	W (weight) KN	Tinggi lantai (m)	$W_i \times h_i^{kx}$	$W_i \times h_i^{ky}$	F_x (KN)	F_y (KN)	C_{vx}	C_{vy}
1	1	12041,82	3,5	55638,08	55638,080	260,850	260,850	0,055	0,055
2	2	12041,82	7,0	129758,58	129758,582	608,353	608,353	0,129	0,129
3	3	11867,94	10,5	209868,58	209868,582	983,936	983,936	0,209	0,209
4	4	11694,06	14,0	293882,17	293882,170	1377,820	1377,820	0,293	0,293
5	5	9559,62	17,5	315531,05	315531,048	1479,318	1479,318	0,314	0,314
Jumlah		57205,26		1004678,463	1004678,463	4710,276	4710,276		

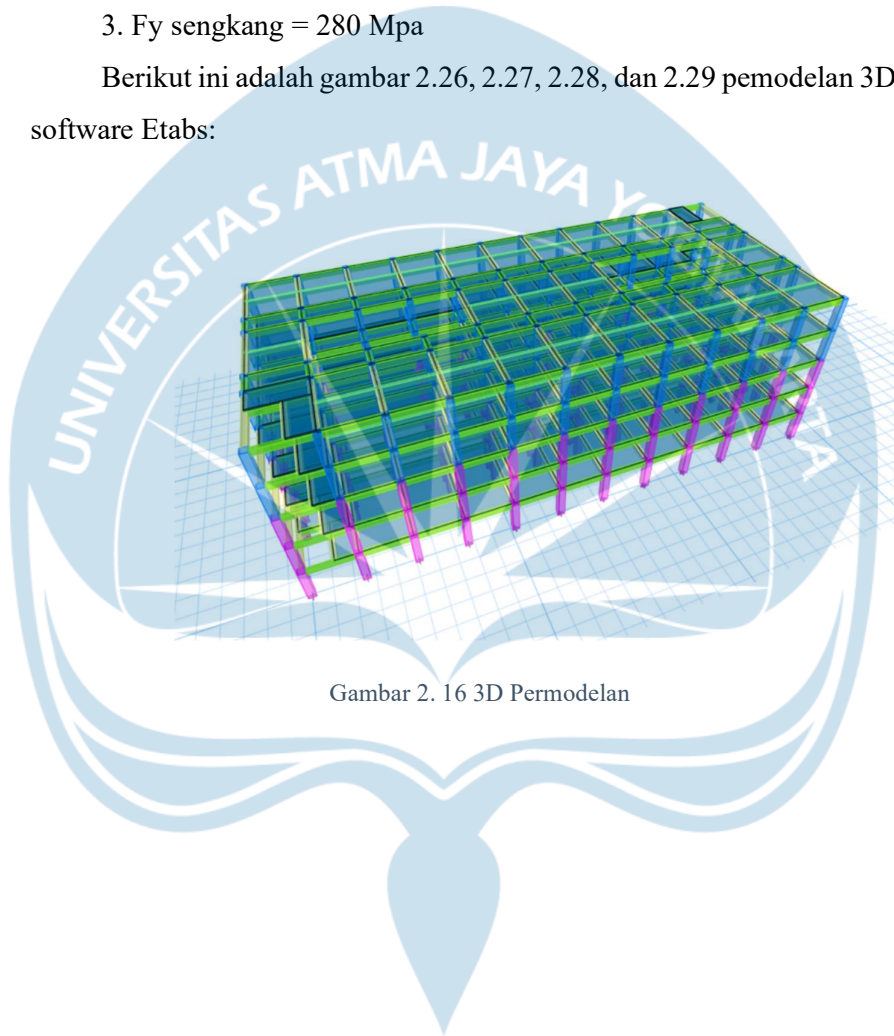
2.7 Permodelan Struktur

Pemodelan struktur gedung rumah sakit dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak ETABS. Komponen struktur yang dimodelkan meliputi rangka beton, pelat lantai beton, serta atap baja, yang masing-masing direpresentasikan secara terpisah. Setiap bagian bangunan diidealkan sebagai sistem rangka tiga dimensi yang terdiri dari elemen pelat dan struktur beton bertulang pada tiap lantai, dengan sistem struktur yang digunakan berupa Sistem Rangka Pemikul Momen

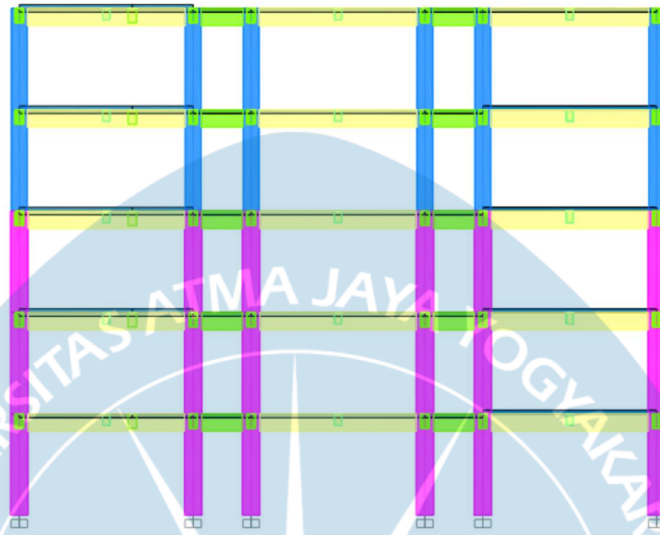
Khusus (SRPMK). Berikut disajikan visualisasi hasil pemodelan yang diperoleh dari perangkat lunak tersebut beserta data-data pendukungnya.:

1. Mutu beton $f'_c = 30$ Mpa
2. F_y tulangan = 420 Mpa
3. F_y sengkang = 280 Mpa

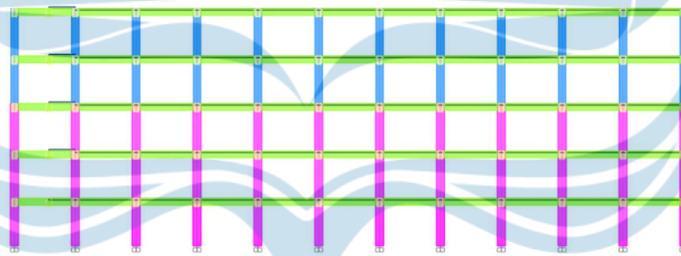
Berikut ini adalah gambar 2.26, 2.27, 2.28, dan 2.29 pemodelan 3D dalam software Etabs:



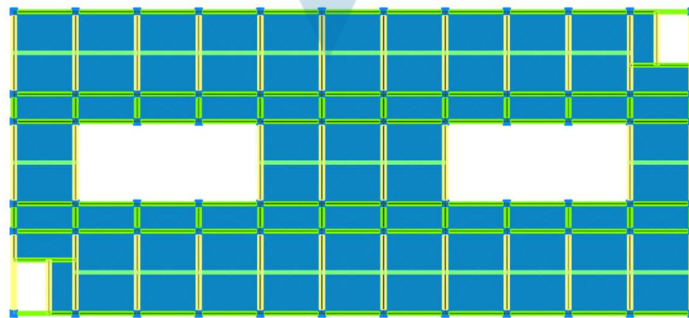
Gambar 2. 16 3D Permodelan



Gambar 2. 17 Tampak depan permodelan



Gambar 2. 18 Tampak samping permodelan



Gambar 2. 19 Tampak atas permodelan

2.8 Pembebanan

Dalam perencanaan struktur gedung, kombinasi pembebanan adalah proses penggabungan berbagai jenis beban yang mungkin terjadi secara bersamaan pada suatu struktur. Tujuannya adalah untuk memastikan bahwa struktur tetap aman, stabil, dan efisien terhadap kondisi beban paling kritis yang mungkin terjadi selama masa layan bangunan.

Jenis-jenis beban utama yang biasanya dipertimbangkan antara lain:

- Beban mati (D): Berat struktur itu sendiri, termasuk elemen permanen seperti dinding, lantai, dan atap.
- Beban hidup (L): Beban sementara seperti manusia, perabot, dan barang bergerak lainnya.
- Beban angin (W): Gaya lateral yang ditimbulkan oleh hembusan angin.
- Beban gempa (E): Gaya dinamis akibat aktivitas seismik.
- Beban atap hujan, salju, atau temperatur, tergantung kondisi geografis.

Standar perencanaan, seperti SNI (Standar Nasional Indonesia) atau standar internasional (seperti ASCE atau Eurocode), memberikan pedoman kombinasi pembebanan dalam bentuk rumus atau persamaan. Kombinasi ini mencerminkan skenario paling kritis, misalnya:

- $1,4 D$
- $1,2 D + 1,6 L$
- $1,2 D + 1,0 L + 1,0 E$
- dan sebagainya.

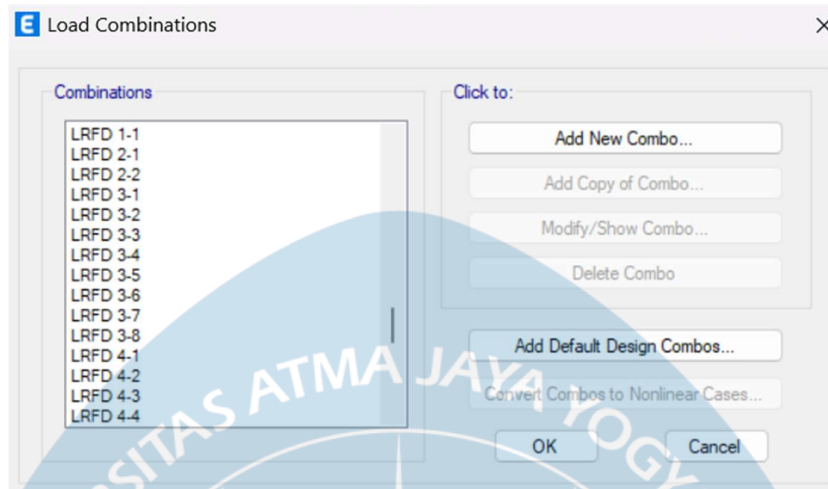
Dengan menggunakan kombinasi pembebanan, perencana dapat memastikan bahwa struktur tidak hanya aman terhadap satu jenis beban, tetapi juga terhadap interaksi beban-beban yang terjadi bersamaan yang lebih realistis terjadi di lapangan.

Dengan memperhatikan pengaruh gempa vertikal, maka kombinasi pembebanan yang harus diambil adalah sebagai berikut ini.

Tabel 2. 28 Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi
1	1,4 D
2	1,2 D + 1,6 L
3	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
4	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
5	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
6	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
7	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
8	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
9	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,3 \rho E_x - \rho E_y$
10	$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,3 \rho E_x - \rho E_y$
11	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
12	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
13	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - \rho E_x + 0,3 \rho E_y$
14	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - \rho E_x - 0,3 \rho E_y$
15	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
16	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,3 \rho E_x + \rho E_y$
17	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,3 \rho E_x - \rho E_y$
18	$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,3 \rho E_x - \rho E_y$

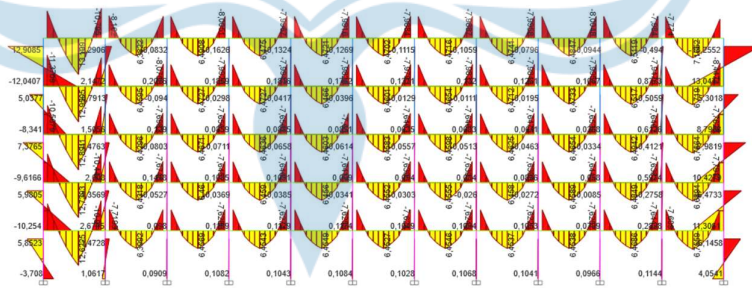
Dengan memperhitungkan torsi pada gedung, maka kombinasi beban nomor 3 sampai dengan 18 memperhitungkan torsi tak terduga masing-masing pada arah X dominan dan arah Y dominan, sehingga kombinasi pembebanan tersebut menjadi 2 macam (apakah dominan arah X atau dominan arah Y). Dengan demikian kombinasi pembebanan yang harus dihitung adalah sejumlah $2 + 16 + 16 = 34$ kombinasi pembebanan.



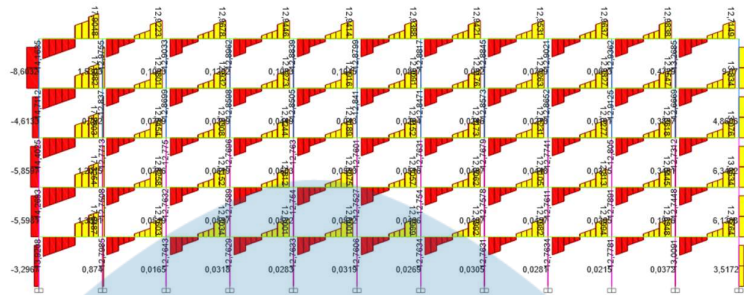
Gambar 2. 20 Input Kombinasi pembebanan pada ETABS

2.9 Interpretasi Output Permodelan

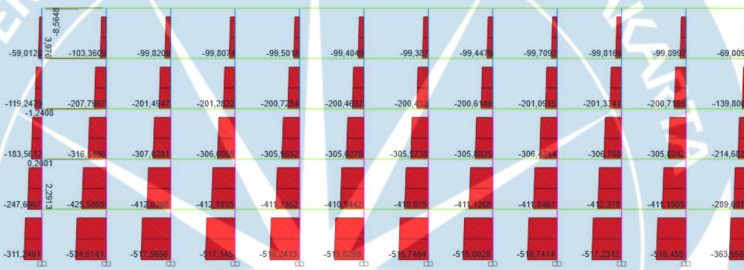
Sesudah pemodelan struktur selesai dan perilaku struktur normal, langkah selanjutnya adalah melakukan analisis terhadap struktur tersebut. Analisis ini bertujuan untuk menentukan gaya-gaya yang bekerja pada balok, kolom, pelat, dan elemen lainnya. Hal ini tentunya juga terkait dengan diagram momen lentur (BMD) dan diagram gaya geser (SFD)



Gambar 2. 21 Diagram Momen Lentur (BMD)



Gambar 2. 22 Diagram Gaya Geser (SFD)



Gambar 2. 23 Gaya Axial

Pengambilan gaya-gaya dalam dari hasil ETABS, didapatkan gaya-gaya dalam balok anak, balok induk, dan kolom dari Gedung Rumah Susun yang akan digunakan dalam perancangan

Output gaya dalam dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2. 29 Gaya Dalam Balok Anak

Kondisi	BA 250x400
V_u Tumpuan – (kN)	43,784
V_u Lapangan + (kN)	40,4103
M_u Tumpuan – (kNm)	53,33
M_u Lapangan + (kNm)	46,8985

Tabel 2. 30 Gaya Dalam Balok Induk

Posisi	Kondisi	B1 400x600	B2 300 x 500	B3 250 x 400
Tumpuan	Mu+	191,9151	115,512	257,0557
	Mu-	298,90	141,29	257,06
	Vu	196,2461	103,8942	358,7276
	Vg	163,5399	65,1731	50,3984
Lapangan	Mu+	122,9124	54,2449	135,5075
	Vu	130,4042	84,311	357,0439

Tabel 2. 31 Gaya Dalam Kolom Rumah Susun

Kondisi	Kolom 1			Kolom 2		
	Pu	M2	M3	Pu	M2	M3
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
Pmax	801,4183	18,8757	15,9616	104,6166	125,1174	124,7233
Pmin	-1930,120	-461,2742	-404,7941	-582,799	-214,8285	-116,1548
M2 Max	261,3982	462,9699	403,4557	-70,8816	216,135	114,9967
M2 Min	-1922,589	-462,9699	-403,4557	-579,9829	-216,1349	-114,9967
M3 Max	-70,9561	377,2515	411,2859	-52,8107	128,8297	141,697
M3 Min	-1339,68	-377,2515	-411,2859	-499,3398	-128,8297	-141,697

2.10 Pengecekan Ketidakberaturan

2.10.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan pada struktur dibagi menjadi 2 yaitu ketidakberaturan Horizontal dan ketidakberaturan Vertikal.

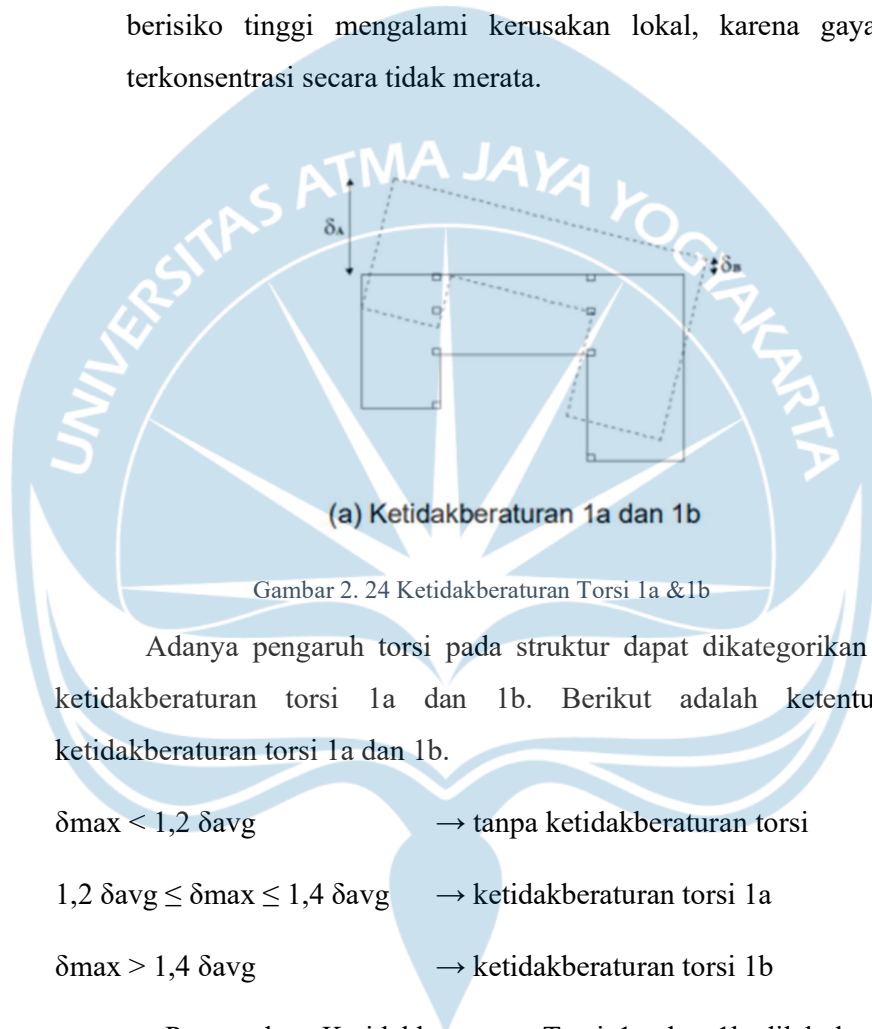
Berikut merupakan pengecekan ketidakberaturan Horizontal pada gedung Rumah Susun di Sleman.

1. Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b

Torsi 1a dapat terjadi apabila pergeseran lantai di salah satu sisi bangunan akibat gempa melebihi 1,2 kali dari rata-rata pergeseran di lantai tersebut. Artinya, salah satu sisi bangunan bergerak jauh lebih

besar dibanding sisi lainnya. Hal ini menciptakan efek putaran bangunan yang tidak diinginkan.

Sedangkan Torsi 1b dapat terjadi jika ketika pergeseran sisi lebih dari 1,4 kali dari rata-rata. Bangunan dengan ketidakaturan ini berisiko tinggi mengalami kerusakan lokal, karena gaya gempa terkonsentrasi secara tidak merata.



Gambar 2. 24 Ketidakberaturan Torsi 1a & 1b

Adanya pengaruh torsi pada struktur dapat dikategorikan menjadi ketidakberaturan torsi 1a dan 1b. Berikut adalah ketentuan dari ketidakberaturan torsi 1a dan 1b.

$\delta_{max} < 1,2 \delta_{avg}$ → tanpa ketidakberaturan torsi

$1,2 \delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1,4 \delta_{avg}$ → ketidakberaturan torsi 1a

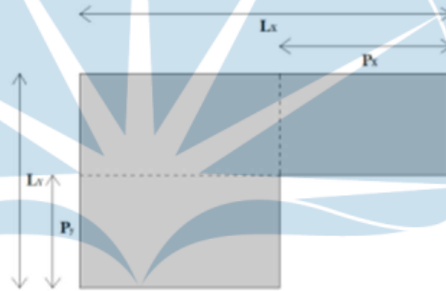
$\delta_{max} > 1,4 \delta_{avg}$ → ketidakberaturan torsi 1b

Pengecekan Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b dilakukan dengan menggunakan analisis Etabs dengan mengambil nilai drift dan *story displacement* pada setiap lantai. Jika rasio $> 1,2$ → *Torsional Irregularity* dan Jika rasio $> 1,4$ → *Extreme Torsional Irregularity*. Dibawah ini adalah tabel pengecekan ketidakberaturan Torsi Pada Gedung Rumah Susun Sleman.

Tabel 2. 32 Pengecekan Ketidakberaturan Torsi

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
5	1.001	OK	1.005	OK
4	1.001	OK	1.006	OK
3	1	OK	1.007	OK
2	1	OK	1.007	OK
1	1.001	OK	1.008	OK

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

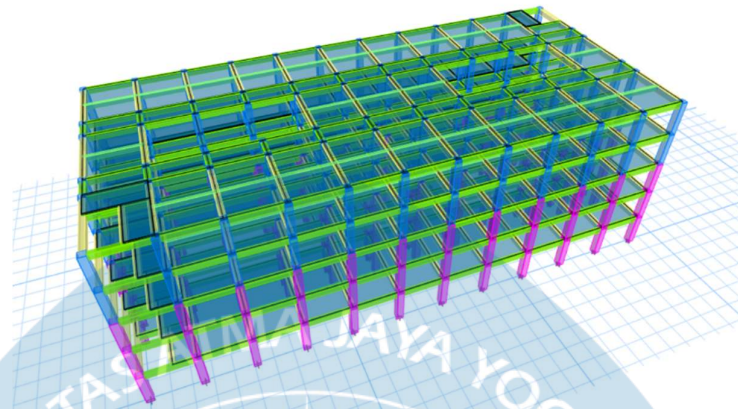


(b) Ketidakberaturan 2

Gambar 2. 25 Ketidakberaturan Sudut dalam

Ketidakberaturan sudut dalam terjadi saat $P_x > 0,15L_x$ atau $P_y > 0,15L_y$. Ketidakberaturan ini Muncul ketika bangunan memiliki bentuk seperti L, T, U, atau bentuk cekung lainnya. Bentuk seperti ini menyebabkan gaya gempa tidak terdistribusi merata, sehingga titik-titik sambungan antara bagian bangunan bisa mengalami tegangan tinggi.

Pada Gedung Rumah Susun di Sleman tidak terjadi ketidakberaturan Sudut dalam dikarenakan bentuk bangunan yang berbentuk Persegi panjang, bentuk bangunan Gedung Rumah susun dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2. 26 Pengecekan Ketidakeraturan sudut dalam

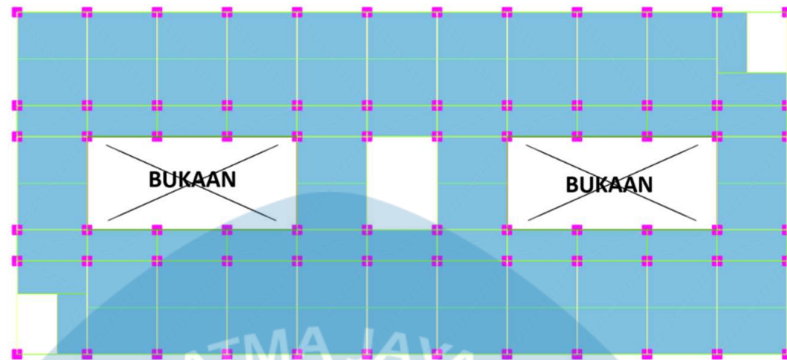
3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma



(c) Ketidakberaturan 3

Gambar 2. 27 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma terjadi ketika luas void $>50\%$ dari luas total denah.



Gambar 2. 28 Pengecekan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Berikut Perhitungan Pengecekan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

$$\text{Bukaan tangga} = 17,55 \text{ m}^2$$

$$\text{Bukaan lift} = 27 \text{ m}^2$$

$$\text{Bukaan Taman} = 162 \text{ m}^2$$

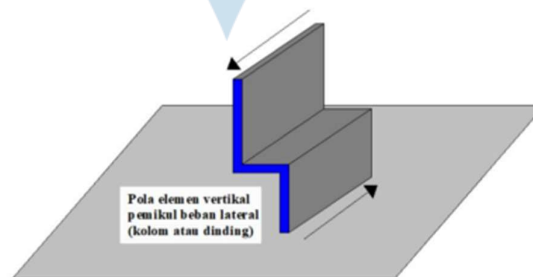
$$\text{Total bukaan} = 206,55 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Bangunan per lantai} = 1089 \text{ m}^2$$

$$\text{Persentase Void} = \frac{A_{\text{void}}}{A_{\text{total}}} \times 100\% = \frac{206,55}{1089} \times 100\% = 19\%$$

Dikarenakan persentase luar void tidak > 50% luas total maka struktur tidak mengalami ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang



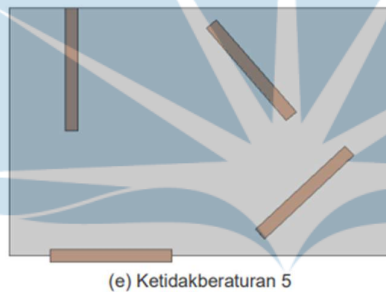
(d) Ketidakberaturan 4

Gambar 2. 29 Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang

Ketidakberaturan karena perpindahan tegak lurus bidang (*Out-of-Plane Offset Irregularity*): Terjadi jika elemen vertikal struktur penahan gaya gempa, seperti dinding geser atau kolom, tidak tersambung langsung secara vertikal dari lantai ke lantai, melainkan ters offset (bergeser) ke samping di lantai atas atau bawahnya. Dengan kata lain, elemen struktural penahan gempa tidak berada dalam satu garis lurus secara vertikal.

Pada Gedung Rumah Susun di Sleman tidak terdapat ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus terhadap Bidang dikarenakan semua elemen vertikal penahan gaya gempa menerus dari lantai 1 sampai dengan lantai 5

5. Ketidakberaturan sistem non-paralel



Gambar 5 – Ketidakberaturan horizontal

Gambar 2. 30 Ketidakteraturan Sistem Non-Paralel

Ketidakteraturan Sistem Non-Paralel (Nonparallel System Irregularity):

Terjadi bila sumbu utama sistem penahan gaya gempa (misalnya dinding geser atau rangka pemikul beban lateral) tidak sejajar dengan sumbu utama bangunan (sumbu X dan Y). Artinya Jika ternyata elemen-elemen ini miring terhadap sumbu X/Y (misalnya membentuk sudut 30°), maka bangunan dikatakan memiliki ketidakteraturan sistem non-paralel.

Pada Gedung Rumah susun di Sleman tidak terdapat Ketidakberaturan sistem non paralel dikarenakan elemen struktur pemikul beban lateral sejajar dengan sumbu utama.

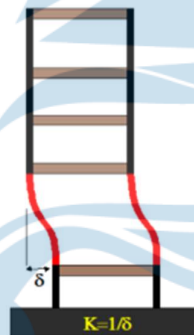
2.10.2 Ketidakberaturan vertikal

ketidakberaturan vertikal adalah kondisi di mana susunan atau karakteristik bangunan berubah secara signifikan dari satu lantai ke lantai lainnya. Perubahan ini bisa berupa perbedaan bentuk, ukuran, massa, kekakuan, atau kekuatan.

Berikut merupakan pengecekan ketidakberaturan Horizontal pada gedung Rumah Susun di Sleman.

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ini terjadi ketika lantai tertentu memiliki kekakuan yang jauh lebih kecil dibandingkan lantai-lantai lainnya. Akibatnya, saat terjadi gempa, lantai ini akan mengalami perpindahan besar, dan berisiko runtuh lebih dulu. Menurut SNI: Jika kekakuan suatu lantai $< 70\%$ dari lantai di atasnya, atau $< 80\%$ dari rata-rata tiga lantai di atas, maka dianggap lantai lunak.



(a) Ketidakberaturan 1a dan 1b

Gambar 2. 31 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Berikut merupakan hasil analisis Gedung Rumah susun di Sleman dengan menggunakan analisis ETABS, dengan cara mengambil nilai Story Stiffness arah X dan Arah Y pada setiap lantai

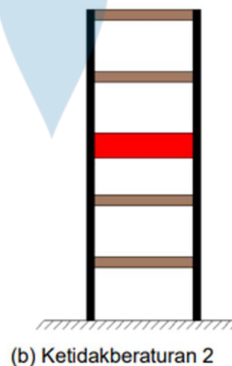
Tabel 2. 33 Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
5	414489,779		432342,288	
4	492063,577	OK	524417,024	OK
3	547392,135	OK	590943,07	OK
2	627935,806	OK	675731,841	OK
1	1175634,43	OK	1243636,91	OK

Karena kekakuan lantai ke-i tidak $< 70\%$ dari lantai di atasnya, atau tidak $< 80\%$ dari rata-rata tiga lantai di atasnya. Maka Soft Story tidak terdeteksi pada Gedung Rumah susun di Sleman.

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ini terjadi jika massa (berat total elemen struktural dan non-struktural) pada suatu lantai sangat besar dibandingkan dengan lantai lainnya. Contoh: Lantai dengan tangki air besar, mesin berat, atau perpustakaan penuh buku. Masalahnya: Massa besar menghasilkan gaya inersia besar saat gempa, sehingga lantai tersebut akan menerima beban yang jauh lebih besar. Menurut SNI: Jika massa suatu lantai $> 150\%$ dari rata-rata tiga lantai di atasnya, maka masuk kategori ini.



Gambar 2. 32 Ketidakberaturan Berat (Massa)

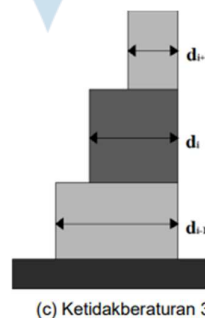
Pengecekan ketidakberaturan Berat dilakukan dengan analisis ETABS dengan mengambil nilai Mass Summary, kemudian membandingkan massa dari setiap lantai. Berikut merupakan hasil analisis pada gedung rumah susun di Sleman yang ditunjukkan pada gambar tabel berikut.

Tabel 2. 34 Pengecekan Ketidakberaturan Berat (Massa)

Lantai	Massa	Cek
	kg	
5	1055812,68	OK
4	1484950,65	OK
3	1500030,43	OK
2	1517438,5	OK
1	1517438,5	OK

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Terjadi jika bentuk bangunan berubah secara drastis dari satu lantai ke lantai lain, misalnya bangunan yang melebar tiba-tiba di podium atau menyempit di menara apartemen di atasnya. Akibatnya: Jalur distribusi gaya gempa terganggu karena bentuk struktur tidak konsisten dari bawah ke atas. Menurut SNI: Jika perubahan dimensi melintang struktur antar lantai $> 130\%$, maka termasuk dalam ketidakberaturan ini.



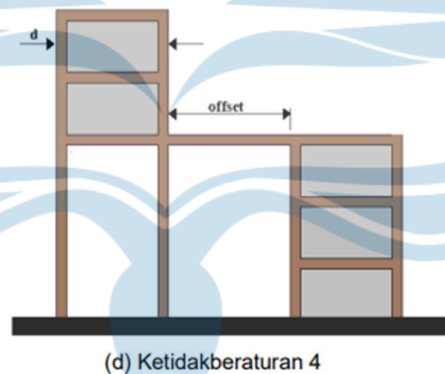
Gambar 2. 33 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Pada bangunan Rumah susun di Sleman tidak terdapat ketidakberaturan Geometri dikarenakan perubahan Dimensi Kolom pada lantai 3 ke lantai 4 yakni dari ukuran 600 x 600 mm ke 550 x 550 mm tidak > 130 % . dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2. 35 Pengecekan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Lantai	L	Cek
	mm	
5	550	
4	550	OK
3	600	OK
2	600	OK
1	600	OK

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral



Gambar 2. 34 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Diskontinuitas arah bidang adalah salah satu bentuk ketidakberaturan vertikal dalam struktur bangunan, di mana elemen penahan gaya lateral vertikal seperti dinding geser atau kolom tidak tersusun lurus dari atas ke bawah. Artinya, elemen tersebut bergeser posisinya secara horizontal antar lantai.

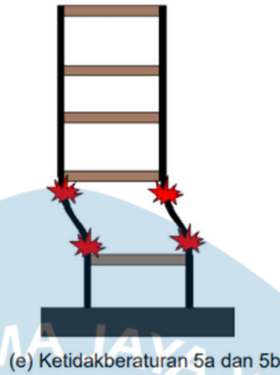
Akibatnya, gaya gempa dari lantai atas tidak bisa langsung diteruskan ke pondasi, sehingga menimbulkan gaya tambahan pada balok atau pelat di bawahnya, yang dapat memperlemah struktur dan meningkatkan risiko kerusakan saat gempa. Ketidakberaturan ini harus dihindari atau diberi penanganan khusus agar aliran gaya tetap aman dan efisien.

Pada Gedung Rumah Susun di Sleman tidak terdapat ketidakberaturan jenis ini dikarenakan elemen penahan gaya lateral vertikal menerus dari atas sampai bawah atau elemen tersebut tidak bergeser posisinya secara horizontal antar lantai.

5. Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat terjadi ketika kekuatan lateral (misalnya terhadap gempa) pada suatu lantai jauh lebih kecil dibanding lantai di atasnya. Ini disebut juga "weak story" atau lantai lemah.

Kondisi ini berbahaya karena lantai tersebut menjadi titik lemah utama saat gempa, bisa mengalami deformasi besar atau bahkan runtuh lebih dulu. Biasanya terjadi jika lantai bawah memiliki elemen struktur lebih sedikit (misalnya lantai parkir terbuka), sehingga tidak mampu menahan gaya lateral seperti lantai di atasnya.



Gambar 6 – Ketidakberaturan vertikal

Gambar 2. 35 Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Pengecekan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat dibantu menggunakan analisis ETABS dengan mengambil nilai Story Shear pada gempa X dan Y, dan bandingkan gaya geser total tiap lantai akibat beban lateral.

Dengan ketentuan SNI : Gaya geser lateral lantai ke-i < 80% dari gaya geser

lantai di atasnya: $\frac{V_i}{V_{i+1}} < 0,8$

Dimana : V_i = gaya geser pada lantai i

V_{i+1} = gaya geser pada lantai di atasnya

Pada Gedung Rumah Ssusun di Sleman tidak terdapat Ketidakberaturan akibat diskontinuitas kuat lateral tingkat dikarenakan Nili gaya geser lateral lantai tidak < 80% gaya geser lantai diatasnya. Dapat dilihat pada pengecekan tabel berikut

Tabel 2. 36 Pengecekan Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
5	1712,7841		1843,5312	

4	3498,2469	OK	3788,3338	OK
3	4852,254	OK	5261,3184	OK
2	5778,5125	OK	6267,3986	OK
1	6198,3234	OK	6720,9025	OK

Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan terhadap ketidakberaturan Horizontal maupun Vertikal Struktur Gedung Rumah Susun di Sleman tidak terdapat ketidakberaturan Horizontal maupun Vertikal, Artinya Struktur Gedung rumah susu aman terhadap ketidakberaturan dan dapat dilakukan perancangan lebih lanjut.

2.11 Perancangan Balok

2.12 Perancangan Balok Anak

Diketahui:

Balok induk bentang = 4500 mm

Mutu beton = 30 MPa

Mutu tulangan lentur (f_y) = 420 MPa

Mutu tulangan geser (f_{ys}) = 280 MPa

Balok = 400 x 600 (mm)

Kolom = 600 x 600 (mm)

Diameter tulangan lentur = 22 mm

Diameter tulangan geser = 10 mm

Selimut beton = 40 mm

b = 250 mm

h = 400 mm

$\phi = 0,9; \beta = 0,85$

$$V_u \text{ tumpuan} = 43,784 \text{ kNm}$$

$$V_u \text{ lapangan} = 40,4103 \text{ kNm}$$

$$V_g \text{ (ETABS)} = 99,224 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 53,33 \text{ kNm}$$

$$M_u \text{ lapangan} = 46,8985 \text{ kNm}$$

Tumpuan negatif

$$M_u \text{ tumpuan} = 53,33 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{Mu}{0.85 \phi f' c b} \right)}$$

$$= 339 \sqrt{339^2 - \left(\frac{2 \times 53,33 \times 10^6}{0.85 \times 0.9 \times 30 \times 250} \right)}$$

$$= 28,627 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = 33,68$$

$$C_{maks} = 0.375 d$$

$$= 127,13$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 434,51$$

$$A_{tul} = \frac{\pi}{4} d^2 = 760,27$$

Pengecekan terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$$A_{min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 339 = 282,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{maks} = \frac{0.36 B_1 f_c}{F_y} = \frac{0.36 \times 0.836 \times 30 \times 250 \times 33}{420} = 1821,88 \text{ mm}^2$$

$A_{smin} < A_{suse} < A_{smaks}$ sehingga digunakan A_{suse}

$$n = \frac{1,4}{f_y} b d = 1,01 \approx 2$$

Pada area tumpuan digunakan 2 buah tulangan diameter 10 mm (2D10)

Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{Mu}{0.85 \phi f' c b} \right)} \\
 &= 339 \sqrt{339^2 - \left(\frac{2 \times 46,9 \times 10^6}{0.85 \times 0.9 \times 30 \times 250} \right)} \\
 &= 25,037
 \end{aligned}$$

Karena nilai $F'c = 30$ MPa maka $\beta_1 = 0,85$

$$c = \frac{a}{\beta} = 29,5$$

$$c_{\max} = 0,375 d = 127,13 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 382,61$$

$$A_{tul} = \frac{\pi}{4} d^2 = 760,27$$

Pengecekan terhadap A_{smin} dan A_{smax}

$$A_{min} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

$$A_{maks} = \frac{0,36 B_1 f_c}{F_y}$$

$A_{smin} < A_{suse} < A_{smaks}$ sehingga digunakan A_{suse}

$$n = \frac{1,4}{f_y} b d$$

Pada area lapangan digunakan 2 buah tulangan diameter 10 mm (2D10)

Perencanaan Tulangan Geser Tumpuan

$$\phi V_c = \phi 0.17 \lambda \sqrt{f' c} b w d$$

$$= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'c} b w d$$

$$= 59184,8456 N = 59,1848456 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u - 0V}{0} = -15,4008456 \text{ kN}$$

Diasumsikan digunakan sengkang 2 kaki dengan diameter 10 mm

Sehingga nilai A_v adalah sebagai berikut

$$A_v = \frac{1,4}{f_y} b d = 78,54$$

$$S = \frac{1,4}{f_y} b d = -726,0964325 > \frac{1,4}{f_y} = -20534$$

Sehingga digunakan spasi tulangan sengkang 2D10-150 mm

Berikut adalah rekap balok anak di Gedung Rumah susun yang tertera pada Tabel di bawah ini.

Tabel 2. 37 Rekap Balok Anak Gedung Rumah susun Tipe BA1

BA 250 X 400	
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan	2D22
Longitudinal Lapangan	2D22
Tulangan Transversal	
Sengkang Tumpuan	2D10-150
Sengkang Lapangan	2D10-150

2.13 Perancangan Balok Induk

Diketahui:

Dimensi Balok 1

Panjang Bentang = 6000 mm

B = 400 mm

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

$$F'_c = 30 \text{ Mpa}$$

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

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

$$D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$D \text{ sengkang} = 10 \text{ mm}$$

Momen dari etabs

$$Mu (-) \text{ tumpuan} = 298,90 \text{ kNm}$$

$$Mu (+) \text{ tumpuan} = 191,9151 \text{ kNm}$$

$$Mu (+) \text{ lapangan} = 122,9124 \text{ kNm}$$

$$Vu = 196,2461 \text{ kN}$$

$$VG = 163,5399$$

Menghitung Momen Negatif Tumpuan $M (-)$

$$Mu = 298,90 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (direncanakan terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{Mu}{0,85 \phi f'_{cb}} \right)} \\ &= 539 \sqrt{539^2 - \left(\frac{2 \times 298,9 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 30 \times 400} \right)} \\ &= 64,235 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena nilai $F'_c = 30 \text{ MPa}$ maka $\beta_1 = 0,85$

$$c = \frac{a}{\beta} = 75,57$$

Periksa C_{maks}

$$c_{\max} = 0,375 d = 202,13 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 1.559,99$$

$$n = \frac{\pi}{4} d^2 = 4,11 = 5 \text{ buah}$$

$$A_s \text{ Tersedia} = \frac{\pi}{4} d^2 = 1.900,66$$

$A_s \text{ Tersedia} > A_s \text{ Perlu (OK)}$

Periksa A_s maks dan A_s min :

$$\geq \frac{\sqrt{f'_c} b d}{4 f_y} = 702,9106155 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1,4 b d}{f_y} = 718,6666667 \text{ mm}^2$$

$$\leq 0,025 b d = 5390 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Tersedia} = 1900,663555 \text{ mm}^2$$

Menghitung Momen Positif tumpuan $M (+)$

$$M_u = 191,9151 < 149,4485 \text{ (Periksa agar kapasitas } M(+) > 0,5 \text{ kapasitas } M(-))$$

Digunakan $M_u = 191,9151$ (digunakan sebagai pendekatan)

$$\phi = 0,9 \text{ (direncanakan terkendali tarik)}$$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{M_u}{0,85 \phi f'_c b} \right)} \\ &= 539 \sqrt{539^2 - \left(\frac{2 \times 149,4485 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 30 \times 400} \right)} \\ &= 31,10 \end{aligned}$$

Karena nilai $f'_c = 35 \text{ MPa}$ maka $\beta_1 = 0,85$

$$c = \frac{a}{\beta} = 36,59$$

Periksa C_{maks}

$$c_{max} = 0,375 d = 202,13 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{max}$ maka

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 755,31$$

$$n = \frac{\pi}{4} d^2 = 2$$

$$A_s \text{ Tersedia} = \frac{\pi}{4} d^2 = 760,27$$

$A_s \text{ Tersedia} > A_s \text{ Perlu (OK)}$

Periksa A_s maks dan A_s min :

$$\geq \frac{\sqrt{f'_c} b d}{4 f_y} = 702,9106155 \text{ mm}^2$$

$$\geq \frac{1,4 b d}{f_y} = 718,6666667 \text{ mm}^2$$

$$\leq 0,025 b d = 5390 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Tersedia} = 760,2654222 \text{ mm}^2$$

Tabel 2. 38 Rekap Tulangan Balok Induk 1

	KIRI	TENGAH	KANAN
ATAS	5D22	2D22	5D22
BAWAH	2D22	2D22	2D22

Menghitung M_{pr} Negatif (-)

$$D = 539 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Atas} = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$C_c = T_s = 0,85 f'_c a b = A_s \times 1,25 f_y$$

$$a_{pr} = \frac{A_s 1,25 f_y}{0,85 f'_c b} = 97,83 \text{ mm}$$

$$M_{pr} (-) = A_s \cdot 1,25 \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 489,0314 \text{ kNm}$$

Menghitung Mpr Positif (+)

$$D = 539 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Bawah} = 760,27 \text{ mm}^2$$

$$C_c = T_s = 0,85 f'_c a b = A_s \times 1,25 f_y$$

$$a_{pr} = \frac{A_s 1,25 f_y}{0,85 f'_c b} = 39,13 \text{ mm}$$

$$M_{pr} (+) = A_s \cdot 1,25 \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 207,3267 \text{ kNm}$$

Gaya geser akibat terjadinya plastifikasi ujung-ujung balok

$$M_{pr} (+) = 207,3267 \text{ kNm}$$

$$M_{pr} (-) = 489,0314 \text{ kNm}$$

$$V_{E1} = V_{E2} = (M_{pr} (+) + M_{pr} (-)) / l_n$$

$$V_{E1} = V_{E2} = 128,96 \text{ kN}$$

Menghitung Gaya Geser desain (V_e)

$$V_e = V_{E1} + V_{G1}$$

$$= 128,96 + 163,5399$$

$$= 292,50 \text{ kN}$$

Menghitung Tulangan Transversal Tumpuan

$$V_u = \phi (V_c + V_s) = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0$$

$$V_u = 292,5$$

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

$$= \frac{292,5}{0,75} - 0 = 389,9934629 \text{ kN}$$

Asumsi Digunakan 2 kaki D 10 :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 10^2$$

$$A_v = 157,080 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{V_e}$$

$$= 60,78675772 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = \frac{d}{4} = 134,8$$

Digunakan 2D10 - 100

Menghitung Tulangan Transversal Lapangan

$$V_u = \phi (V_c + V_s) = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 196814,9723 \text{ mm}$$

$$V_u = 130,4042 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{130404,2}{0,75} - 196814,9723$$

$$= -22942,70566 \text{ N}$$

Asumsi Digunakan 2 kaki D 10 :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 10^2$$

$$A_v = 157,080 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\phi A_v f_{yt} d}{V_e}$$

$$= 31608584,19 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = \frac{d}{2} = \frac{d}{2} = 269,5 \text{ mm}$$

Digunakan 2D10 - 250

Tabel 2. 39 Rekapitan Detail Balok Induk

Balok (mm2)	Bentang (m)	Tulangan	Tumpuan (-)	Tumpuan (+)	Lapangan (-)	Lapangan (+)
400 x 600	6	Logitudinal	5D22	2D22	2D22	2D22
		Geser	2D10 - 100		2D10 - 250	
300 x 500	4,5	Logitudinal	3D22	2D22	2D22	2D22
		Geser	2D10 - 100		2D10 - 200	
400 x 600	2	Logitudinal	4D22	2D22	2D22	2D22
		Geser	2D10 - 100		2D10 - 200	

2.14 Perancangan Kolom SRPMK

Perancangan kolom pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) mencakup tahapan perencanaan tulangan longitudinal, tulangan transversal, serta perhitungan panjang penyaluran tulangan. Desain tulangan longitudinal didasarkan pada prinsip Strong Column Weak Beam (SCWB), yang bertujuan untuk memastikan kolom memiliki kapasitas lebih besar dibandingkan balok yang terhubung. Proses perencanaannya dibantu menggunakan perangkat lunak ETABS, spColumn, dan Excel.

Secara umum, dimensi kolom ditentukan dengan ketentuan bahwa ukuran terkecil kolom tidak boleh lebih kecil dari lebar balok. Selain itu, terdapat beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam desain kolom SRPMK, antara lain: dimensi penampang terkecil yang diukur melalui pusat geometri tidak kurang dari 300 mm,

serta rasio antara dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya harus lebih besar atau sama dengan 0,4. Berikut merupakan tahapan perancangan kolom SRPMK secara sistematis.

Diketahui :

KDS Gedung	= D
Pu Maks	= 801,4183 kN
Mx	= 18,8757 kNm
My	= 15,9616 kNm
Pu Min	= 1930,1202 kN
Mx	= 461,2742 kNm
My	= 404,7941
Vu	= 141,7014

Data Kolom :

B	= 600 mm
H	= 600 mm
Tinggi kolom	= 3,5 m
F'c	= 30 Mpa
Fy tulangan utama	= 420 Mpa
Fy Sengkang	= 280 Mpa

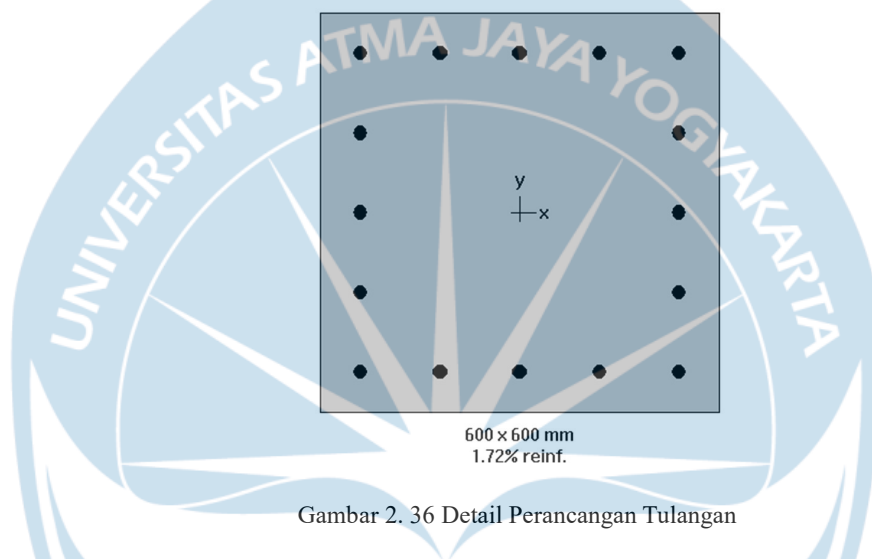
Data Balok

Tinggi Balok	= 0,6 x 0,6 m
Mnb, ki (-)	= 164,8096099 kNm
Mnb, ki (+)	= 164,8096099 kNm

Nilai M_n balok kiri dan kanan sama dikarenakan dimensi balok dan jumlah tulangan yang terpasang sama

Perhitungan tulangan longitudinal dilakukan dengan diagram interaksi kolom dengan software SPColumn dengan asumsi kolom biaxial

tulangan direncanakan 16 D22



Gambar 2. 36 Detail Perancangan Tulangan

Output ϕM_n kolom akibat P_u max dan P_u min dari software SPColumn

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities											
No	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n/\mu$	NA Depth	dt Depth	et	ϕ	
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm			
1	-801.00	-18.00	-15.00	-327.05	-272.54	18.169	201	750	0.00822	0.900	
2	1930.00	461.00	404.00	474.24	415.61	1.029	407	760	0.00260	0.693	

Gambar 2. 37 Output SPColumn

Untuk mendapatkan momen nominal kolom perlu membagi ϕM_n dengan ϕ

Tabel 2. 40 Rekapitulasi Momen Kolom

	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	ϕ	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}
Pu max	-327,05	-272,54	0,9	-363,3888889	-302,822222
Pu min	474,24	415,61	0,693	684,3290043	599,7258297

Diambil momen nominal terkecil dari P_u max dan P_u min

Tabel 2. 41 Momen nominal Pu max dan Pu min

Mnc a	363,3888889 kNm
Mnc b	599,7258297 kNm

$$(Mnc\ a + Mnc\ b) \geq 1,2(Mprb\ ki + Mprb\ ka)$$

$$963,1147186 \geq 485,0575228 \quad (OK)$$

Karena $Mnc > 1,2\ Mprb$ maka kolom telah memenuhi syarat

Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton

$$V_u = 141,7014\ kN$$

Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

$$Mprb,\ ki\ (-) = 164,8096099\ kNm$$

$$Mprb,\ ki\ (+) = 239,4049924\ kNm$$

$$Mprb,\ ka\ (-) = 164,8096099\ kNm$$

$$Mprb,\ ka\ (+) = 239,4049924\ kNm$$

Karena ukuran kolom atas dan bawah di joint sama (dimensi dan tinggi) maka Mprk dari balok

$$= 0,5 \times (Mprb,\ ki\ (-) + Mprb,\ ki\ (+))$$

$$= 202,1073012\ kNm$$

Menghitung Kuat geser Perlu

$$V_e = \frac{202,1073 + 202,1073}{tinggi\ kolom - ting\ balok}$$

$$= \frac{404,2146}{2,9} = 139,4\ kN$$

$$\text{Gunakan } V\ \text{terbesar} = 141,7\ kN$$

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

Selimut beton = 40 mm

D = 553,5 mm

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{141701,4}{0,75} - 0 = 188935,2 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{188935,2}{154980} = 1,219094077 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Persamaan A)}$$

Menghitung Tulangan transversal pengekang

$$P_u < 0,3f_c A_g$$

$$801,4183 < 3240000 \quad (\text{OK})$$

$$f'_c \text{ 30 Mpa} < 70 \text{ Mpa}$$

$$30 < 70 \quad (\text{OK})$$

Maka digunakan persamaan- persamaan

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

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

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 600 - 2 \times 40 = 520 \text{ mm}$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$$

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

$$= (600 - 2 \times 40) \times (600 - 2 \times 40) = 270400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,01065$$

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 5,538461538 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Persamaan B)}$$

$$\frac{A_s}{sbc} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.0964$$

$$\frac{A_{sh}}{sbc} = 50.15 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Persamaan C)}$$

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

Menghitung Tulangan Transversal di daerah sepanjang lo

Misalnya diambil $S = 90 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 498,4615385 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \pi d^2 = 132,7$$

Jumlah kaki tulangan transversal

$$\frac{A_{sh}}{A_v} = \frac{498}{132,7} = 3,75729498 = 4$$

Maka digunakan 4D13

Jarak tulangan transversal = 100 mm

Syarat Smaks :

1. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = 150 mm
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal = 132 mm
3. $S_0 = 100 + ((350 - h_x) / 3) = 137,5 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Tulangan transversal diluar daerah lo

$$V_e = 141,7$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 309227,7243 \text{ N} = 309,2277 \text{ kN}$$

$$V_c > V_e = 309,2277243 > 141,7$$

Jarak Tulangan Transversal diambil 100 mm

Maka digunakan 4D13 – 100

Berikut merupakan rekap kolom yang tertera pada tabel

Tabel 2. 42 Rekap Detail Kolom

Kolom (mm2)	Tulangan	Tumpuan (-)	Lapangan (+)
600 x 600	Longitudinal	16D22	
	Geser	4D13 - 90	4D13 - 150
550 x 550	Longitudinal	12D22	
	Geser	4D13 - 90	4D13 - 100

2.15 Hubungan Balok dan Kolom

Menurut SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung, perhitungan hubungan balok-kolom harus mempertimbangkan berbagai faktor, termasuk kekuatan geser, momen lentur, dan mekanisme transfer beban antara elemen struktur. Standar ini mengatur bahwa joint atau hubungan antara balok dan kolom harus mampu mentransfer gaya geser, momen lentur, dan aksial dengan aman dan efisien.

Data Balok

Hitungan Momen Probabilitas (Mpr)

Tabel 2. 43 Momen Probabilitas (Mpr)

	Mpr 1 (kNm)	Mpr 2(kNm)
Negatif (-)	239,4050	489,0314
Positif (+)	164,8096	207,3267

Balok merangka keempat sisi joint

Tinggi Balok = 600 mm

Lebar Balok = 400 mm

Fy = 420 Mpa

$$d \text{ Tulangan} = 22 \text{ mm}$$

Data Kolom

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

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

$$L_n = 2,9 \text{ m}$$

$$F'_c = 30 \text{ Mpa}$$

Penentuan Dimensi Joint

Cek syarat dimensi kolom (apabila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui joint balok-kolom-ps.18.8.2.3

$$20 \text{ db} = 400 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

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

$$H > \frac{1}{2} \text{ tinggi balok} = 300$$

Lebar efektif diambil nilai terkecil dari :

$$b+h = 1000 \text{ mm}$$

$$b+2x = 600 \text{ mm}$$

$$x = \frac{h_{kolom} - b_{balok}}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Maka lebar efektif} = 600 \text{ mm}$$

$$A_j = \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint}$$

$$A_j = 360000 \text{ mm}^2$$

Hitungan Gaya Geser pada Joint

Karena kekauan kolom atas dan bawah sama maka :

$$M_e = \frac{M_{pr(-)} M_{pr(+)}}{2} = 550,2863335 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_e M_e}{l_n} = 379,5078162 \text{ kN}$$

Gaya-gaya tulangan longitudinal balok (asumsi: goyangan kekanan)

Gaya tarik tulangan dan gaya tekan beton sisi kanan

Luas tulangan: As 2D22= 760,2654222

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 399139,3466 \text{ N}$$

$$= 399,14 \text{ kN}$$

$$C_1 = T_1 = 399,14 \text{ kN}$$

Gaya tarik tulangan dan gaya tekan beton sisi kiri

Luas tulangan: As 3D22= 1140,398133mm²

$$T_2 = 1,25 A_s f_y = 598709,02 \text{ N}$$

$$= 598,70902 \text{ kN}$$

$$C_2 = T_2 = 598,70902 \text{ kN}$$

Gaya geser pada joint (V_j)

$$V_j = V_e - T_2 - C_1$$

$$V_j = -618,34 \text{ kN}$$

Kekuatan Geser Joint

Joint terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya

$$V_n = 1,7 \lambda f_c' A_j$$

$$V_n = 3352062,052 \text{ N}$$

$$= 3352,062052 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 2849,252744 \text{ kN}$$

$$\text{CEK } \phi V_n > V_j = \text{OK}$$

Tabel 2. 44 Tabel Rekapitulasi Hitungan Hubungan Balok Kolom

Hubungan Balok Kolom		
	K1	K2
Me	550,2863335	202,1073012
Ve	379,5078162	139,3843456
C1 = T1	399,14	399,14
C2 = T2	598,70902	598,71
Vj	-618,34	-858,46
ϕV_n	2849,252744	2394,163764