

BAB 2

PERENCANAAN STRUKTUR ATAS

2.1 Pendahuluan

Perencanaan struktur atas merupakan tahap awal dalam proses konstruksi suatu bangunan, dimana desain struktur yang tepat harus dipertimbangkan dengan cermat sebelum konstruksi fisik dimulai. Perencanaan struktur atas melibatkan analisis dan perhitungan yang mendalam tentang kekuatan dan stabilitas struktur, pemilihan bahan yang tepat, serta pemenuhan persyaratan desain dan standar yang berlaku. Tujuan utamanya adalah memastikan bahwa struktur dapat menahan beban yang diberikan kepadanya, termasuk beban mati (misalnya, berat sendiri struktur) dan beban hidup (misalnya, beban orang, peralatan, atau angin).

Selama proses perencanaan struktur atas, para insinyur struktur mempertimbangkan faktor-faktor seperti bentuk bangunan, jenis tanah di lokasi konstruksi, potensi gempa bumi atau angin kencang, dan pemilihan sistem struktural yang sesuai dengan tujuan dan kebutuhan bangunan.

Teknologi komputer dan perangkat lunak perencanaan struktur telah memainkan peran penting dalam memfasilitasi perencanaan struktur atas yang lebih efisien dan akurat. Dengan menggunakan perangkat lunak seperti (ETABS, dan SAP 2000) simulasi dan analisis struktural canggih, kami dapat menguji dan memvalidasi desain struktur sebelum konstruksi dilakukan, mengidentifikasi potensi masalah atau kelemahan, dan membuat perbaikan yang diperlukan.

Pada perencanaan struktur atas pada gedung Jamu Artisan Center akan direncanakan seperti perencanaan atap, pelat lantai, tangga serta kolom.

2.2 Perencanaan Atap

Perancangan struktur atap merupakan bagian penting dalam perancangan sebuah gedung atau bangunan pada Gedung Jamu Artisan Center. Struktur atap bertujuan untuk memberikan dukungan, kekuatan, dan perlindungan terhadap elemen-elemen dibawahnya, serta menahan beban-beban yang bekerja pada atap. Berikut adalah perhitungan dari perencanaan atap pada Gedung Jamu Artisan Center.

2.2.1 Perencanaan Gording

Perencanaan gording pada atap merupakan langkah penting dalam desain struktur atap yang aman dan efisien. Gording adalah elemen struktural yang berfungsi untuk menopang beban atap dan meneruskannya ke rangka atap atau dinding penahan. Berikut adalah tahap-tahapan dalam perencanaan gording pada Gedung Jamu Artisan Center.

a. Desain Gording:

Jarak antar gording	= 1 m
Kemiringan atap (α)	= 30°
Jarak antar kuda-kuda (L)	= 5 m
Berat sendiri	= 0,0677 kN/m
Atap (Kaca)	= 0,2520 kN/m
Beban pekerja	= 1 kN

b. Beban Gording:

Berat sendiri	= 0,0677 kN/m
Berat atap	= $\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$
	= $\frac{1}{\cos 30^\circ} \times 0,25$
	= 0,2910 kN/m

Dead load (D) rencana gording $q = 0,3587$ kN/m

Beban pekerja P diambil sebesar 1,0 kN sebagai beban *live* (LL)

c. Rencana momen gording

$$\begin{aligned}M_{3,D} &= \frac{1}{8} q \cos \alpha (L)^2 \\ &= \frac{1}{8} 0,3587 \cos 30^\circ (5)^2 \\ &= 0,9708 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3,L} &= \frac{1}{4} p \cos \alpha (L) \\ &= \frac{1}{4} 1 \cos 30^\circ (5) \\ &= 1,0825 \text{ kNm}\end{aligned}$$

H

$$\begin{aligned}M_2 &= \frac{1}{8} q \sin \left(\frac{L}{3}\right)^2 \\ &= \frac{1}{8} 0,3587 \sin 30^\circ \left(\frac{5}{3}\right)^2 \\ &= 0,0623 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{3,U} &= 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L} \\ &= 1,2 \times 0,908 + 1,6 \times 1,0825\end{aligned}$$

$$= 2,897 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,4 M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 0,9708 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 M_{2,D} \\ &= 1,4 \times 0,0623 \\ &= 0,0872 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L} \\ &= 1,2 \times 0,0623 + 1,6 \times 0,2083 \\ &= 0,4081 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dipilih momen ultimit terbesar maka momen ultimit yang dipilih yaitu 2,897 kNm dan 0,4081 kNm.

Untuk profil lip Channel dipilih 150 x 75 x 20 x 3,2 maka didapatkan:

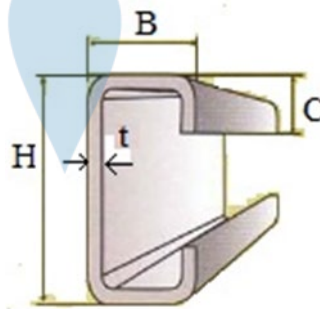
$$Z_x = 0,0000531 \text{ m}^3$$

$$Z_y = 0,000012 \text{ m}^3$$

$$I_x = 0,00000573 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0,00000064 \text{ m}^4$$

$$E = 210000000 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 2.1 Ilustrasi Profil Baja Ringan

Dengan:

$$H = 150 \text{ mm}$$

$$B = 75 \text{ mm}$$

$$C = 20 \text{ mm}$$

$$t = 3,2 \text{ mm}$$

a. Cek tegangan pada profil C

Pada pengecekan tegangan pada profil C dapat kita gunakan persamaan dibawah ini.

$$f_b = \frac{M_{s,U}^*}{\phi W_s} + \frac{M_{2,U}^*}{\phi W_2} \leq F_y, \text{ jika tidak dipenuhi pilih profil yang lain}$$

Gambar 2.2 Persamaan Cek Tegangan pada Profil C

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{2,897}{0,9 \times 0,0000531} + \frac{0,4081}{0,9 \times 0,000012} = 66223,818 \text{ kN/m} \\ &= 66,2238 \text{ MPa} \leq F_y (240 \text{ MPa}) \end{aligned}$$

Dikarenakan tegangan pada profil C lebih kecil dari F_y maka perhitungan dapat dilanjutkan ke tahap berikutnya yaitu cek defleksi gording.

b. Cek defleksi gording

Pada pengecekan defleksi gording dapat digunakan persamaan berikut ini.

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cos \alpha L^3}{EI}$$

Gambar 2.3 Persamaan pengecekan defleksi gording δ_2

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{0,3837 \cos 30^\circ (5)^4}{210000000 \times 0,00000573} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos 30^\circ (5)^3}{210000000 \times 0,00000573} \\ &= 0,0222 \text{ m} \end{aligned}$$

g

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

Gambar 2.4 Persamaan pengecekan defleksi gording δ_3

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{0,3837 \sin 30^\circ \left(\frac{5}{3}\right)^4}{210000000 \times 0,00000064} \times \left(\frac{5}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \sin 30^\circ}{210000000 \times 0,00000064} \times \left(\frac{5}{3}\right)^3 \\ &= 0,000733 \text{ m} \end{aligned}$$

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

Gambar 2.5 Persamaan Pengecekan defleksi gording δ

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{0,00073^2 + 0,0188^2} \leq \frac{1}{240} \times 500 \\ &= 0,0188955 \text{ m} = 1,8895 \text{ cm} \leq 2,0833 \text{ cm (Aman)} \end{aligned}$$

Jadi, baja profil lip channels dengan dimensi 150 x 75 x 20 x 3,2 aman dan mampu menerima beban apabila digunakan untuk gording.

2.2.2 Rencana Sag-rod

Sag rod adalah elemen struktural yang digunakan dalam konstruksi untuk menahan atau mengurangi sagging atau kelenturan pada elemen struktural tertentu, seperti gording atau balok atap. Sag rod umumnya terbuat dari baja dan digunakan untuk mengurangi lenturan atau sagging pada elemen struktural yang memiliki beban berat atau panjang jarak antar penopang. Berikut adalah tahap-tahapan dalam perencanaan sag-rod.

Direncanakan:

Jumlah gording dibawah nok sebanyak (n)	= 4
Jarak antar kuda-kuda (L)	= 5 m
Beban hidup (p)	= 1 kN
q	= 0,3587 kN
F _y	= 240 MPa

Dengan data yang direncanakan maka:

a. Gaya sagrod

$$\begin{aligned} F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{3} \times q \times \sin \alpha \right) \\ &= 4 \left(\frac{5}{3} \times 0,3587 \times \sin 30^\circ \right) \\ &= 1,279 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times p \sin 30^\circ$$

$$= \frac{4}{2} \times 1 \sin 30^\circ$$

$$= 1 \text{ kN}$$

b. Kombinasi beban

$$\begin{aligned} Ft,U &= 1,4 Ft,D \\ &= 1,4 \times 1,279 \\ &= 1,7906 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ft,U &= 1,2 Ft,D + 1,6 Ft,L \\ &= 1,2 \times 1,279 + 1,6 \times 1 \\ &= 3,1348 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari dua perhitungan diatas dipilih kombinasi beban dengan nilai terbesar maka kombinasi beban yang dipilih yaitu 3,1348 kN.

c. Luas batang sagrod yang diperlukan

$$\begin{aligned} Asr &= \frac{Ft \times 10^3}{\theta fy} \\ &= \frac{1,279 \times 10^3}{0,9 \times 240} \\ &= 14,513 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2.2.3 Rencana Kuda-Kuda dengan Metode LRFD

Perencanaan kuda-kuda (truss) dengan menggunakan metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) adalah pendekatan perhitungan yang digunakan dalam desain struktur baja untuk memastikan keamanan dan keandalan struktur. Metode LRFD didasarkan pada prinsip bahwa beban dan ketahanan struktur harus diperhitungkan secara terpisah. Dengan bantuan aplikasi excel dengan pemograman perhitungan rencana kuda-kuda metode LRFD berikut adalah hasilnya.

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

$$F_u = 370 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$G = 76.923 \text{ MPa}$$

$$M = 0,3$$

Faktor f:

$$\text{Tekan} = 0,9$$

$$\text{Lentur} = 0,9$$

$$\text{Geser} = 0,9$$

Output etabs:

$$P_u = 105,65 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 61 \text{ kNm}$$

$$V_u = 18,55 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 0 \text{ kNm}$$

$$L_x = 5,77 \text{ m}$$

$$K = 1$$

Direncanakan kuda-kuda dengan baja profil WF 250x125x6x9 maka:

$$A = 3,642 \text{ mm}^2$$

$$r_x = 103,4 \text{ mm}$$

$$r_y = 28,4 \text{ mm}$$

$$I_x = 38.914.147 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 2.933.864 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 311.313 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 46.942 \text{ mm}^3$$

$$J = 78.102 \text{ mm}^4$$

$$C_w = 42.600.431.486 \text{ mm}^6$$

$$Z_x = 351.861 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = 72.401 \text{ mm}^3$$

Kekuatan tekan Kolom

$$I_w = K * L_x * 1000 / r_x$$

$$= 55,8$$

$$I_y = K \cdot L_y / r_y \cdot 1000$$

7

$$= 70,5$$

Digunakan nilai terbesar maka:

$$I_{max} = 70,5 < 200 \text{ (OK)}$$

$$F_e = 397,53 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr1} = 186,41 \text{ Mpa}$$

Tekuk torsional:

$$F_e = 203,92 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr2} = 146,65 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = 146,65$$

$$P_n = 534,09$$

$$\text{Kapasitas Kuat Tekan } \phi P_n = 480,68$$

Kekuatan lentur

$$I_{flens} = 6,9$$

$$I_{web} = 27,8$$

$$I_{p flens} = 11$$

$$I_{p web} = 108,5$$

$$I_{r flens} = 28,9$$

$$I_{r web} = 164,5$$

$$L_{bx} = 5770$$

8

$$L_{by} = 2000$$

$$L_p = 1442$$

$$L_r = 4196$$

$$M_{px} = 84,45 \text{ kNm}$$

$$M_{py} = 17,38 \text{ kNm}$$

$$M_{nTBx} = 166,64 \text{ kNm}$$

$$M_{nTBy} = 18,97 \text{ kNm}$$

$$C_b = 1$$

Penampang kompak atau tidak kompak:

$$M_{nx} = 84,45$$

$$M_{ny} = 17,38$$

$$\text{Kapasitas lentur } f_b M_{nx} = 76 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitas lentur} = 15,65$$

Sehingga bila dilakukan persamaan interaksi maka

$$\text{Hasilnya adalah } 0,933 < 1,0 \text{ (OKE)}$$

2.3 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai merupakan proses merancang dan menghitung dimensi serta konstruksi pelat beton yang akan digunakan sebagai lantai pada suatu bangunan. Pelat lantai memiliki peran penting dalam memberikan kekuatan struktural, menahan beban, dan memberikan permukaan yang nyaman untuk berjalan. Pelat lantai sendiri terdapat dua jenis yaitu pelat lantai satu arah dan pelat lantai dua arah yang dapat kita tentukan pada PBI 1997 maka menurut acuan PBI 1997 maka bangunan pada Gedung Jamu Artisan Center menggunakan pelat lantai tipe dua arah.

2.3.1 Pelat Lantai Dua Arah

Berikut adalah perencanaan pelat lantai dua arah pada Gedung Jamu Artisan Center.

Data perencanaan:

Ukuran pelat 5000 mm x 5000 mm

Ukuran balok 250 mm x 500 mm

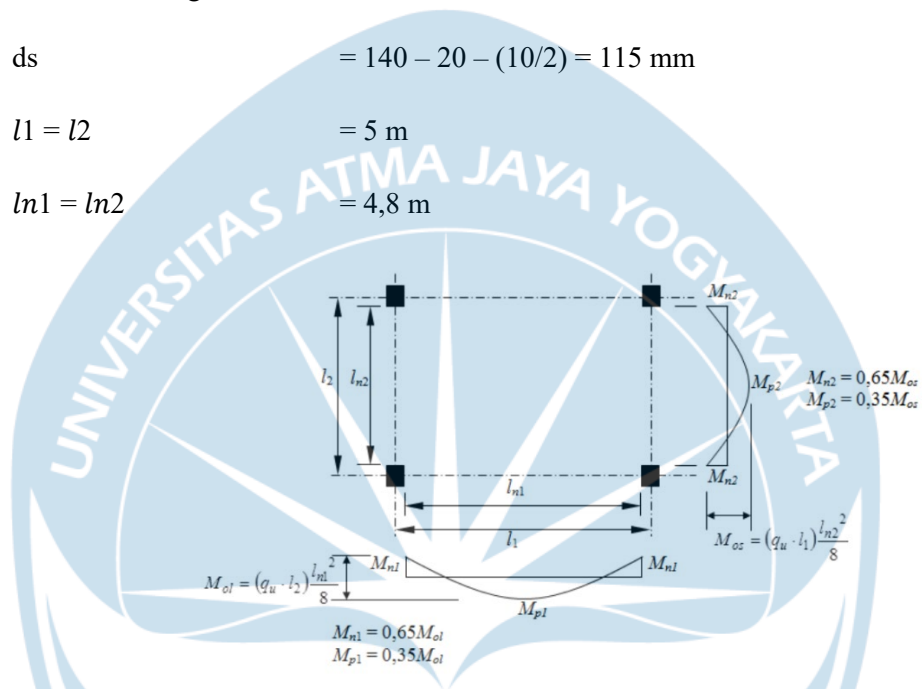
Ukuran kolom 600 mm x 600 mm

Beban mati = 8,728 kN/m²

Beban hidup = 4,79 kN/m²

F'c beton = 25 MPa

$F_y = 420 \text{ MPa}$
 Tebal pelat = 140 mm
 Selimut beton = 20 mm
 $B = 1000 \text{ mm}$
 Diameter tulangan = 10 mm
 $d_s = 140 - 20 - (10/2) = 115 \text{ mm}$
 $l_1 = l_2 = 5 \text{ m}$
 $l_{n1} = l_{n2} = 4,8 \text{ m}$



Gambar 2.6 Ilustrasi Distribusi Momen

a. Pembebanan

$$\begin{aligned}
 qD &= 0,18 \times 28 + 8,728 \\
 &= 13,768 \text{ kN/m}^2 \\
 qL &= 4,79 \text{ kN/m}^2 \\
 qU &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= 1,2 \times 13,768 + 1,6 \times 4,79 \\
 &= 24,1856 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Momen statik total terfaktor

Arah panjang = arah pendek

$$\begin{aligned}
 M_{ol} = M_{os} &= \frac{qu \times l \times 4,8^2}{8} \\
 &= \frac{24,1856 \times 5 \times 4,8^2}{8} \\
 &= 348,2726 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Distribusi momen

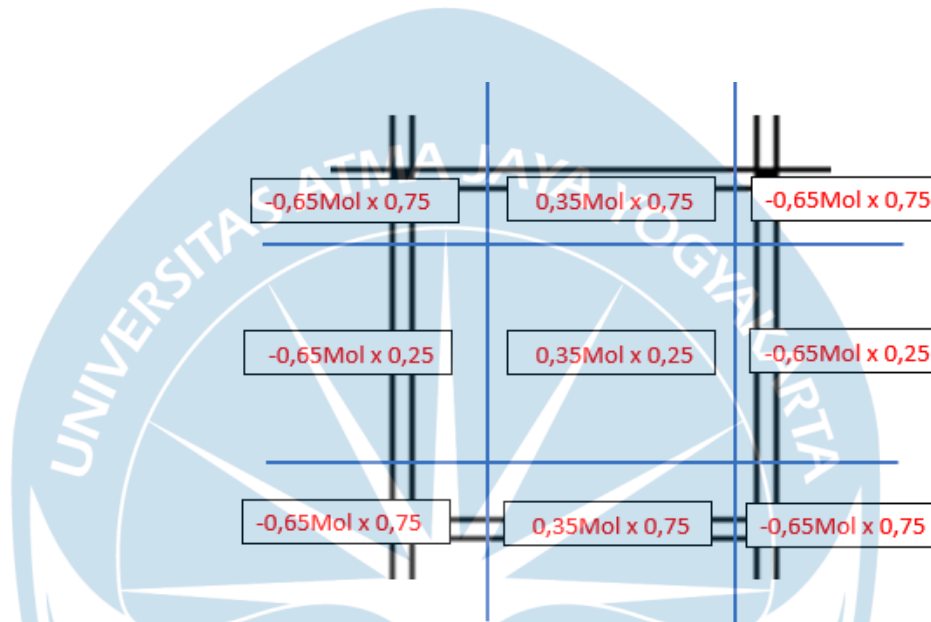
$$L2/L1 = 5/5 = 1$$

Maka,

Koefisien:

$$\text{Negatif} = 0,75$$

$$\text{Positif} = 0,75$$



Gambar 2.7 Ilustrasi Momen yang Bekerja pada Lajur Kolom

$$\text{Lajur kolom tepi} = -0,65 \times \text{Mol} \times 0,75 = 169,7829 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur kolom tengah} = 0,35 \text{Mol} \times 0,75 = 91,4216 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur sisa tepi} = -0,65 \text{Mol} \times 0,25 = 56,5943 \text{ kNm}$$

$$\text{Lajur sisa tengah} = 0,35 \text{Mol} \times 0,25 = 30,4738 \text{ kNm}$$

a_2l_2/l_1	Koefisien distribusi
0	0
$\geq 1,0$	0,85

Catatan: Interpolasi linier harus dilakukan antara nilai-nilai yang ditunjukkan.

Gambar 2.8 Bagian momen jalur kolom Mu pada balok

Tabel 2.1 Hasil Perhitungan Momen yang Bekerja

Keterangan	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen balok (85%)	144,3154	77,7084
Momen pelat (15%)	25,4674	13,7132
Jumlah balok+pelat	169,7828	91,4216
Momen lajur tengah	56,5942	30,4738

d. Penulangan

$$M_u = 25,4674 \text{ kNm}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{\frac{2 \times 25,4674 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 115^2}} \right]$$

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

$$= 0,002 \times 1000 \times 180$$

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

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

$$= 0,0029 \times 1000 \times 155$$

$$= 449,5 \text{ mm}^2$$

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

$$= 174,73 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan D16-150 = 0,0029

Dengan cara yang sama berikut adalah hasil rekapan tiap lajur untuk penulangan.

Tabel 2.2 Rekapitulasi Penulangan tiap Lajur

Keterangan	Arah memanjang = Arah memendek			
	Lajur Kolom		Lajur Tengah	
	Negatif	positif	negatif	positif
M_u	25,4674	13,7132	56,59,43	30,4738
ρ	0,0029	0,0015	0,0067	0,0035
As	449,5	360	1038,5	542,5
As min	360	360	360	360
S	174,73	218,17	110,11	144,91
Digunakan	D16-150	D16-200	D16-100	D16-100

2.4 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga merupakan proses merancang dan memperhitungkan dimensi, konstruksi, dan keamanan sebuah tangga yang akan digunakan dalam bangunan. Tangga memiliki peran penting sebagai jalur akses vertikal antara lantai-lantai yang berbeda, sehingga perencanaan yang baik sangatlah penting. Pada Gedung Jamu Artisan Center sendiri terdapat dua jenis tangga yaitu tangga utama serta tangga *workshop*.

2.4.1 Tangga Utama

Perencanaan pada tangga utama dapat kita lihat dibawah ini.

a. Desain Tangga Utama

Tinggi lantai (hlt)	= 4 m
Lebar tangga (L1)	= 3 m
Lebar bordes	= 1,5 m
Tinggi optrede(O)	= 0,18 m
Jumlah anak tangga (ntg)	= 23 buah
Lebar antrede	= 0,25 m
Panjang tangga (Ltg)	= 2,75 m
Kemiringan tangga (α)	= $\tan^{-1} \left(\frac{O}{A} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,18}{0,25} \right) = 35,75^\circ$
Tebal pelat tangga (htg)	= 0,14 m

b. Beban tangga utama (qtg)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri tangga} &= \frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{0,14}{\cos 35,75^\circ} \times 23 \end{aligned}$$

$$= 3,97 \text{ kN/m}^2$$

Berat anak tangga = $\frac{1}{2} \times \text{berat volume beton}$

$$= \frac{1}{2} \times 0,18 \times 23$$

$$= 2,07 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 0,05 \times 21$$

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

Berat railing (diperkirakan) = 1 kN/m^2

Sehingga didapatkan total beban pada tangga utama (qtg) adalah sebesar 8,09

c. Beban bordes tangga utama (qbd)

Berat sendiri tangga = $\text{htg} \times \text{berat volume beton}$

$$= 0,14 \times 23$$

$$= 3,22 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 0,05 \times 21$$

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

Berat railing (diperkirakan) = 1 kN/m^2

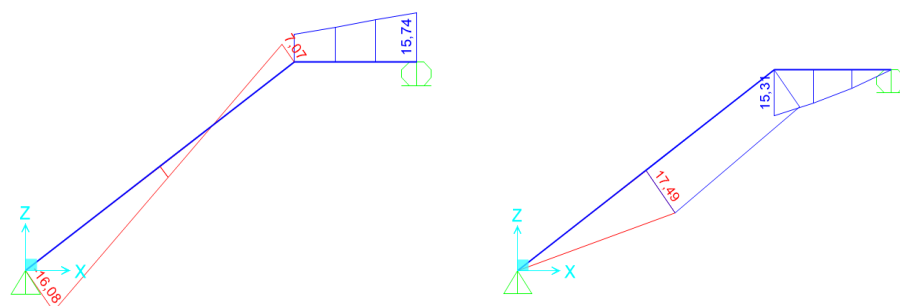
Sehingga didapatkan total beban bordes pada tangga utama (qbd) adalah sebesar $5,27 \text{ kN/m}^2$

Dengan asumsi beban hidup pada tangga dan bordes sebesar $4,79 \text{ kN/m}^2$

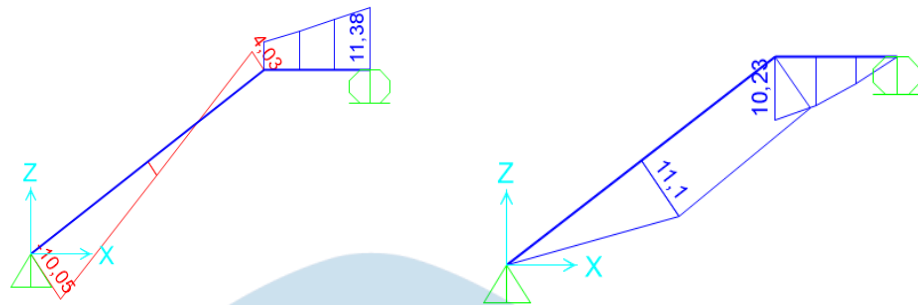
Maka dengan data-data didapatkan dapat kita hitung gaya-gaya rencana yang bekerja pada tangga utama.

2.4.2 Gaya-Gaya Rencana pada Tangga Utama

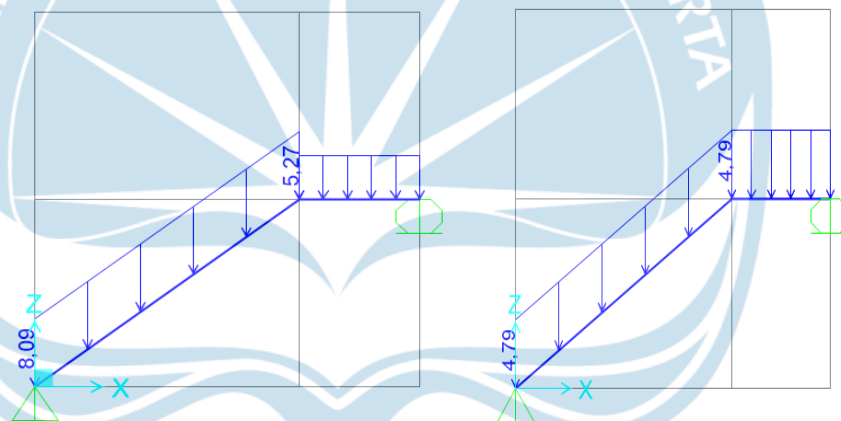
Dari data-data yang didapatkan kita dapat menghitung gaya-gaya rencana pada tangga utama melalui bantuan aplikasi seperti SAP 2000. Berikut adalah hasilnya.



Gambar 2.9 SFD dan BMD akibat Dead Load



Gambar 2.10 SFD dan BMD akibat Live Load



Gambar 2.11 Model Pembebanan Dead Load dan Live Load

Dengan hasil pemodelan SAP 2000 pada perencanaan tangga utama maka didapatkan data-data sebagai berikut.

- a. Pembebanan (momen)
 - Momen akibat DL (M_{DL}) = 17,59 kNm
 - Momen akibat LL (M_{LL}) = 11,04 kNm
- b. Kombinasi (momen)
 - M_{U1} = 1,4 x M_{DL}
 - = 1,4 x 17,59
 - = 24,486 kNm
 - M_{U2} = 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL}

$$= 1,2 \times 17,59 + 1,6 \times 11,04$$

$$= 38,652 \text{ kNm}$$

Dari perhitungan kombinasi diatas dipilih momen terbesar yaitu 38,652 kNm

c. Pembebanan (geser)

$$\text{Gaya geser akibat DL (V}_{DL}) = 16,08 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser akibat LL (V}_{LL}) = 11,38 \text{ kN}$$

d. Kombinasi (geser)

$$V_{U1} = 1,4 V_{DL}$$

$$= 1,4 \times 16,08$$

$$= 22,512 \text{ kN}$$

$$V_{U2} = 1,2 V_{DL} + 1,6 V_{LL}$$

$$= 1,2 \times 16,08 + 1,6 \times 11,38 = 37,504 \text{ kN}$$

Dari perhitungan kombinasi diatas didapatkan gaya geser terbesar yaitu 37,504 kN

2.4.3 Tangga Workshop

Perencanaan pada tangga *Workshop* dapat kita lihat dibawah ini.

a. Desain tangga utama

$$\text{Tinggi lantai (hlt)} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Lebar tangga (L1)} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bordes} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Optrede (O)} = 0,18 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah anak tangga (ntg)} = 22$$

$$\text{Lebar antrede (A)} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tangga (Ltg)} = 2,75 \text{ m}$$

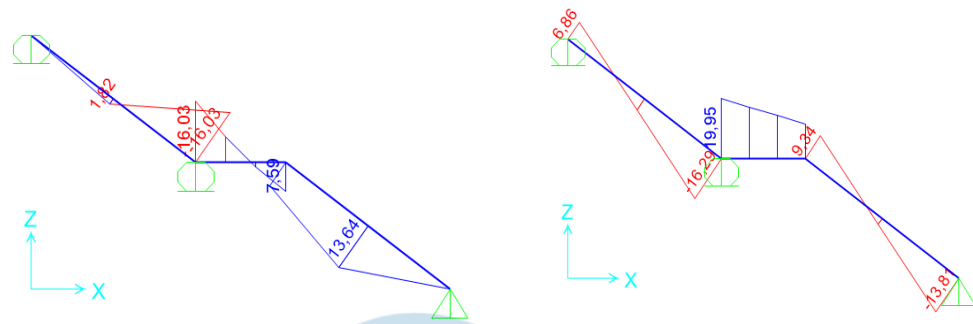
$$\text{Kemiringan tangga } (\alpha) = 30^\circ$$

$$\text{Tebal pelat tangga (htg)} = 0,14 \text{ m}$$

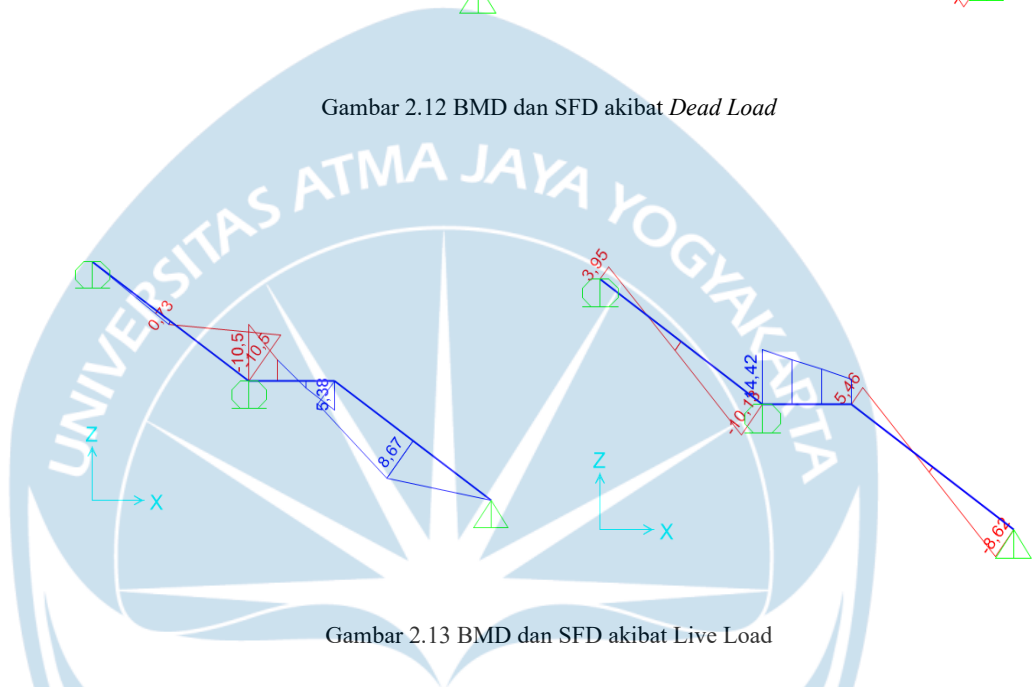
Dikarenakan beban pada tangga utama dan tangga *workshop* sama namun memiliki dimensi yang berbeda maka didapatkan momen rencana pada tangga *workshop* sebagai berikut.

2.4.4 Gaya-gaya Rencana pada Tangga *Workshop*

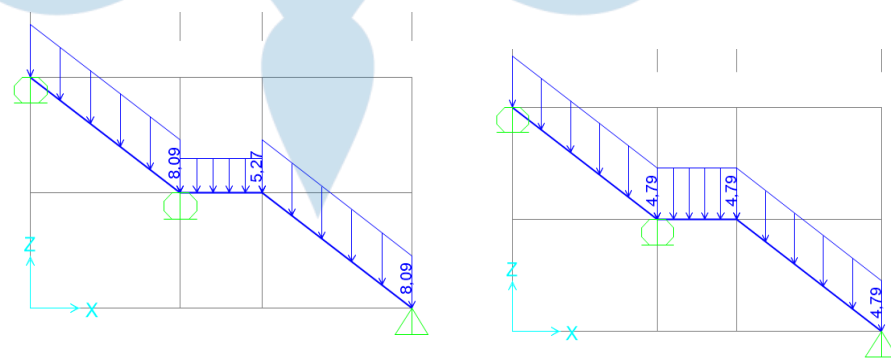
Dari data-data yang didapatkan kita dapat menghitung gaya-gaya rencana pada tangga utama melalui bantuan aplikasi seperti SAP 2000. Berikut adalah hasilnya.



Gambar 2.12 BMD dan SFD akibat *Dead Load*



Gambar 2.13 BMD dan SFD akibat *Live Load*



Gambar 2.14 Model Pembebanan *Dead load* dan *Live Load*

Dengan hasil pemodelan SAP 2000 pada perencanaan tangga *workshop* maka didapatkan data-data sebagai berikut.

- a. Pembebanan (momen)

$$\text{Momen akibat DL (M}_{DL}) = 16,03 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen akibat LL (M}_{LL}) = 8,67 \text{ kNm}$$

b. Kombinasi

$$\begin{aligned} M_{U1} &= 1,4 M_{DL} \\ &= 1,4 \times 16,02 \\ &= 22,442 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{U2} &= 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL} \\ &= 1,2 \times 16,02 + 1,6 \times 8,67 \\ &= 33,108 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan kombinasi diatas dipilih momen ultimit terbesar yaitu 33,108 kNm.

c. Pembebanan (geser)

$$\text{Gaya geser akibat DL (V}_{DL}) = 19,95 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser akibat LL (V}_{LL}) = 14,42 \text{ kN}$$

d. Kombinasi (geser)

$$\begin{aligned} V_{U1} &= 1,4 V_{DL} \\ &= 1,4 \times 19,95 \\ &= 27,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{U2} &= 1,2 V_{DL} + 1,6 V_{LL} \\ &= 1,2 \times 19,95 + 1,6 \times 14,42 = 47,012 \end{aligned}$$

Dari perhitungan kombinasi diatas diambil gaya geser terbesar yaitu 47,012 kN.

2.4.5 Rencanan Penulangan Tangga

Pada perencanaan penulangan tangga akan digunakan data dari tangga utama dikarenakan pada tangga utama memiliki momen yang lebih besar dari tangga *workshop*.

a. Tulangan tumpuan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,5 \times M_{ur} \\ &= 0,5 \times 38,652 \\ &= 19,326 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dengan tulangan yang direncanakan sebagai berikut

Tulangan pokok dengan $D = 13 \text{ mm}$

$$\text{Maka, } A_s = \frac{1}{4} \times \pi D^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Tulangan susut dengan $D = 8 \text{ mm}$

$$\text{Maka, } A_s = \frac{1}{4} \times \pi D^2 = 50,27 \text{ mm}^2$$

Dengan data-data rencana sebagai berikut:

F'_c	= 25 MPa
B	= 1000 mm
Selimit beton	= 20 mm
Htg	= 140 mm
β_1	= 0,85
f_y tul. Pokok	= 420 MPa
f_y tul. Susut	= 280 MPa
Selimit beton (ti)	= 20 mm
\emptyset	= 0,9
d_s	= 113,5 mm

k	= 1,67 MPa
ρ perlu	= 0,00414801
ρ min	= 1,4/ f_y
	= 0,003333333
ρ max	= 0,018973214

Dikarenakan, ρ min < ρ perlu < ρ max maka perhitungan dapat dilanjutkan.

b. Tulangan Pokok

Dimana:

$$A_s = 469,6641129 \text{ mm}^2$$

$$S = 282,6110958 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai } S = 250 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ aktual} = 530,9291585 \text{ mm}^2$$

Cek gaya geser:

$$V_c = 96,475 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c = 72,35625 \text{ kN}$$

Dikarenakan, $\emptyset V_c > V_{ur}$, maka perhitungan dapat dilanjutkan.

Sehingga digunakan tulangan utama D13-250

c. Tulangan Susut

$$A_s \text{ min} = 378,33 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tulangan} = 50,27 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi (S)} = 132,86 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai } s = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 502,65 \text{ mm}^2$$

Dikarenakan $A_s \text{ aktual} > A_s \text{ min}$, maka perhitungan dapat dilanjutkan.

Sehingga digunakan tulangan susut P8-100

d. Tulangan Lapangan

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 0,8 \times M_{ur} \\ &= 30,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$V_{ur} = 37,50 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan D13 sehingga $A_s \text{ tul.}$ adalah 132,732 mm²

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

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

$$\text{Selimut Beton (t}_i) = 20 \text{ mm}$$

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

$$d_s = 113,5 \text{ mm}$$

$$\text{faktor Reduksi } (\phi) = 0,9$$

$$k = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\rho \text{ perlu} = 0,007$$

$$\rho \text{ min} = 0,003$$

$$\rho \text{ max} = 0,019$$

Dikarenakan, $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$ maka perhitungan dapat dilanjutkan.

$$A_s = 772,72173 \text{ mm}^2$$

$$S = 171,77243 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s \text{ aktual} = 884,88193 \text{ mm}^2$$

Cek gaya geser

$$V_c = 96,475 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 72,35625 \text{ kN}$$

Sehingga tulangan yang akan digunakan yaitu D13-150

2.5 Pemodelan Menggunakan ETABS

ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) adalah perangkat lunak berbasis komputer yang digunakan dalam analisis struktural dan desain bangunan.

2.5.1 Material Properties

Material Property Data

General Data

Material Name: Beton f'c 25 MPa

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 23,5631 kN/m³

Mass per Unit Volume: 2402,77 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 23500 MPa

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C

Shear Modulus, G: 9791,67 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

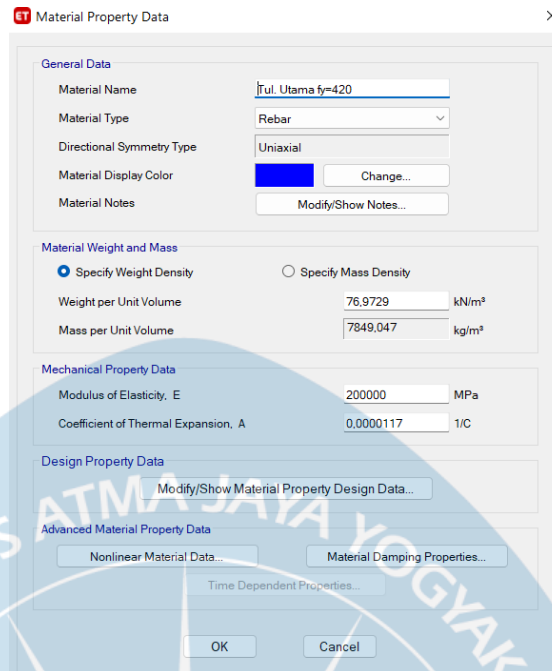
Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

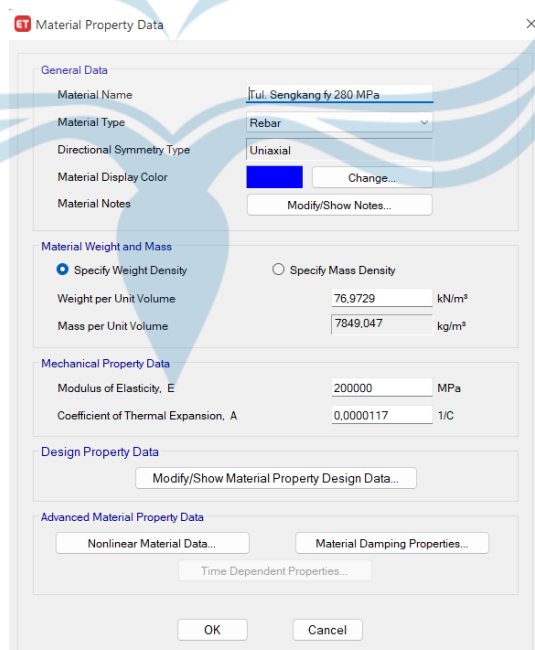
Gambar 2.15 Material Property Data Beton f'c 25 MPa

Seperti yang dilihat pada gambar diatas akan direncanakan beton dengan kuat tekan f'c 25 MPa.



Gambar 2.16 Material Property Data Tulangan Utama fy 420 MPa

Pada tulangan utama/longitudinal akan direncanakan tulangan dengan kuat luluh/leleh sebesar fy 420 MPa.

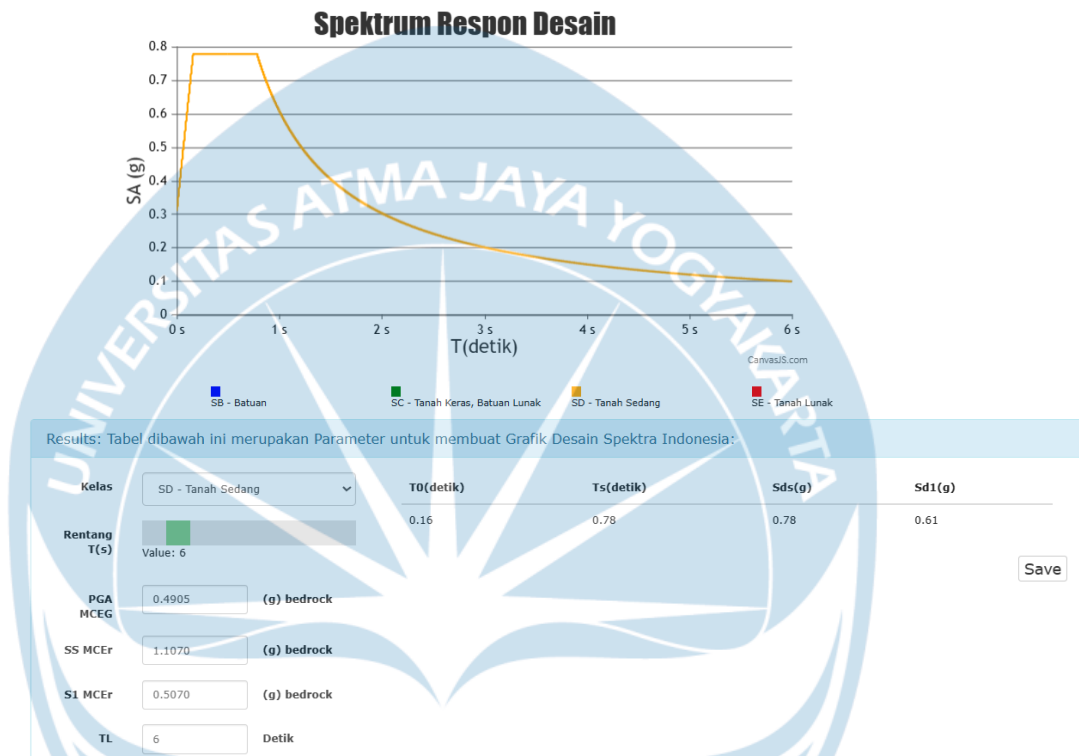


Gambar 2.17 Material Property Data Tulangan Sengkang fy 280 MPa

Untuk tulangan sengkang/transversal akan direncanakan tulangan dengan kuat luluh/leleh sebesar fy 280 MPa.

2.5.2 Beban Gempa

Pada perencanaan gedung jamu artisan ini akan berlokasi di Yogyakarta dengan kelas situs tanah sedang, maka dari RSA Cipta Karya didapatkan data parameter spektral respon sebagai berikut.



Gambar 2.18 Parameter Spektral Respon

Dari gambar diatas didapatkan data sebagai berikut:

$$S_s = 1,107$$

$$S_1 = 0,05070$$

$$T_L = 6 \text{ detik}$$

$$S_{ds} = 0,78$$

$$S_{d1} = 0,61$$

Serta dengan mengacu pada SNI 1726 Tahun 2019 didapatkan data sebagai berikut mengenai bangunan yang direncanakan.

Kategori Resiko Bangunan pada bangunan ini termasuk pada kategori resiko II dikarenakan bangunan ini adalah jamu artisan yang bertujuan untuk berjualan sehingga termasuk pada rumah toko. Sehingga untuk faktor keutamaan gempa didapatkan untuk kategori resiko II adalah 1,0.

Dengan periode waktu getar didapatkan nilai C_t sebesar 0,0466 serta α sebesar 0,09 serta kategori desain seismik D berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} yang telah didapatkan dan juga dikarenakan bangunan akan direncanakan bangunan SRPMK maka didapatkan nilai R sebesar 8 dan Ω sebesar 3 serta C_d sebesar 5,5.

Dari data-data yang didapatkan dan ditentukan maka berikut adalah penginputan beban gempa pada etabs.



Gambar 2.19 Data Beban Gempa Arah x

Pada gambar diatas adalah penginputan data untuk beban gempa arah x dan untuk arah y juga sama.

2.5.3 Pemodelan dan Kontrol

Pada pemodelan dan kontrol ini bertujuan untuk mengetahui bangunan yang didesain sudah aman atau belum terhadap pembebanan seperti beban hidup, beban mati, serta beban gempa. Hal ini dapat kita ketahui dengan cara mengecek tidak adanya ketidakberaturan torsi a dan b terhadap bangunan yang didesain serta mengecek simpangan antar tingkat.

Berikut adalah beban kombinasi atau *load combination* yang telah dibuat dengan memperhitungkan beban mati, beban hidup, serta beban gempa berdasarkan SNI 8460 Tahun 2017 dan SNI 1726 Tahun 2019.

	Name	Type	Is Auto	Load Name	Mode	SF
▶ 1	Comb 1	Linear Add	No	DL		1,4
2	Comb1a	Linear Add	No	DL		1,2
3	Comb1a			Beban Hidup		1
4	Comb 2	Linear Add	No	DL		1,2
5	Comb 2			Beban Hidup		1,6
6	Comb 3	Linear Add	No	DL		1,324
7	Comb 3			Beban Hidup		1
8	Comb 3			EQ d x		1,3
9	Comb 3			EQ d y		0,39
10	Comb 4	Linear Add	No	DL		1,324
11	Comb 4			Beban Hidup		1
12	Comb 4			EQ d x		1,3
13	Comb 4			EQ d y		-0,39
14	Comb 5	Linear Add	No	DL		1,324
15	Comb 5			Beban Hidup		1
16	Comb 5			EQ d x		-1,3
17	Comb 5			EQ d y		0,39
18	Comb 6	Linear Add	No	DL		1,324
19	Comb 6			Beban Hidup		1
20	Comb 6			EQ d x		-1,3
21	Comb 6			EQ d y		-0,39
22	Comb 7	Linear Add	No	DL		1,324
23	Comb 7			Beban Hidup		1
24	Comb 7			EQ d x		0,39
25	Comb 7			EQ d y		1,3
26	Comb 8	Linear Add	No	DL		1,324
27	Comb 8			Beban Hidup		1
28	Comb 8			EQ d x		0,39
29	Comb 8			EQ d y		-1,3
30	Comb 9	Linear Add	No	DL		1,324
31	Comb 9			Beban Hidup		1
32	Comb 9			EQ d x		-0,39
33	Comb 9			EQ d y		1,3
34	Comb 10	Linear Add	No	DL		1,324
35	Comb 10			Beban Hidup		1
36	Comb 10			EQ d x		-0,39
37	Comb 10			EQ d y		-1,3

Gambar 2.20 Kombinasi Beban pada Etabs

Berikut adalah pengecekan ketidakberaturan torsi a dan b untuk beban gempa arah x

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
▶	Story4	EQ d x	LinStatic	Step By St...	1	X	36,063	32,987	1,093
	Story3	EQ d x	LinStatic	Step By St...	1	X	23,158	21,575	1,073
	Story2	EQ d x	LinStatic	Step By St...	1	X	8,292	8,116	1,022
	Story1	EQ d x	LinStatic	Step By St...	1	X	1,435	1,433	1,002
	Story4	EQ d x	LinStatic	Step By St...	2	X	38,96	33,377	1,167
	Story3	EQ d x	LinStatic	Step By St...	2	X	25,066	21,791	1,15
	Story2	EQ d x	LinStatic	Step By St...	2	X	9,307	8,242	1,129
	Story1	EQ d x	LinStatic	Step By St...	2	X	1,61	1,452	1,109
	Story4	EQ d x	LinStatic	Step By St...	3	X	33,166	32,597	1,017
	Story3	EQ d x	LinStatic	Step By St...	3	X	21,468	21,359	1,005
	Story2	EQ d x	LinStatic	Step By St...	3	X	8,701	7,989	1,089
	Story1	EQ d x	LinStatic	Step By St...	3	X	1,567	1,414	1,108

Gambar 2.21 Ketidakberaturan torsi arah x

Pada gambar diatas didapatkan *ratio* dibawah 1,2 yang menandakan bahwa bangunan aman atau tidak ada ketidakberaturan torsi a dan dibawah 1,4 yang menandakan aman atau tidak ada ketidakberaturan torsi b. Begitu juga pada arah y.

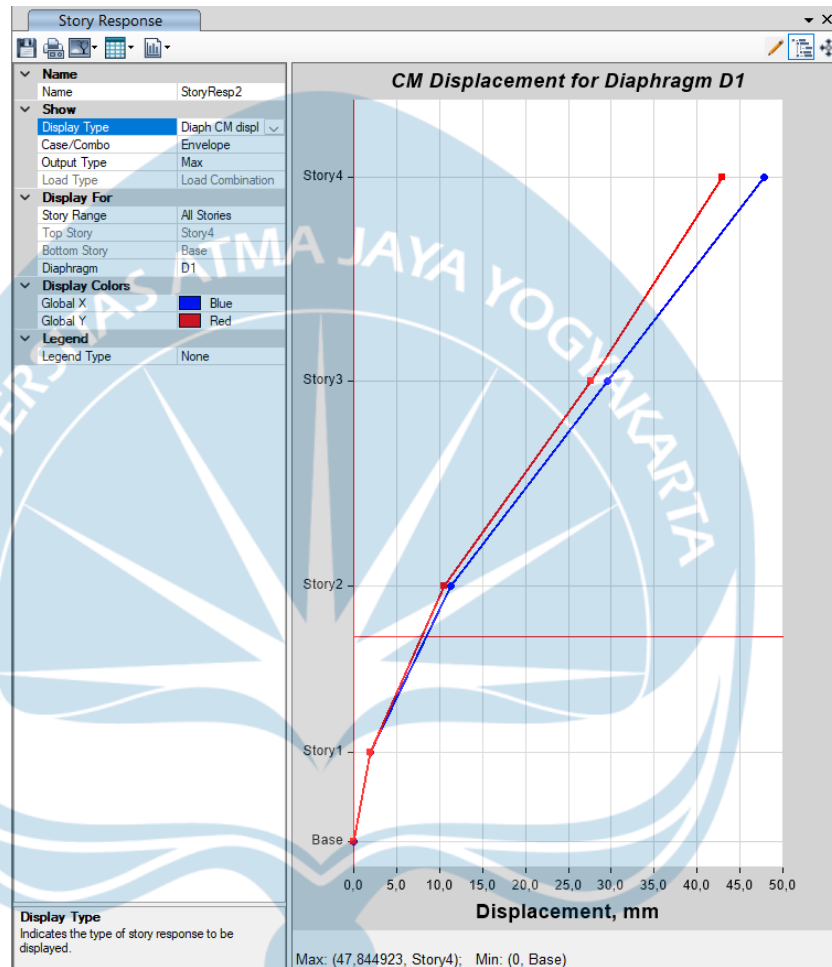
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
	Story4	EQ d y	LinStatic	Step By St...	1	Y	32,137	30,389	1,058
	Story3	EQ d y	LinStatic	Step By St...	1	Y	21,645	20,819	1,04
	Story2	EQ d y	LinStatic	Step By St...	1	Y	8,413	8,341	1,009
	Story1	EQ d y	LinStatic	Step By St...	1	Y	1,478	1,462	1,011
	Story4	EQ d y	LinStatic	Step By St...	2	Y	35,09	30,489	1,151
	Story3	EQ d y	LinStatic	Step By St...	2	Y	23,592	20,862	1,131
	Story2	EQ d y	LinStatic	Step By St...	2	Y	9,1	8,338	1,091
	Story1	EQ d y	LinStatic	Step By St...	2	Y	1,597	1,462	1,093
	Story4	EQ d y	LinStatic	Step By St...	3	Y	31,396	30,29	1,037
	Story3	EQ d y	LinStatic	Step By St...	3	Y	21,855	20,777	1,052
	Story2	EQ d y	LinStatic	Step By St...	3	Y	8,962	8,344	1,074
▶	Story1	EQ d y	LinStatic	Step By St...	3	Y	1,565	1,462	1,071

Gambar 2.22 Ketidakberaturan torsi arah y

Dikarenakan tidak ada masalah pada pengecekan ketidakberaturan torsi a dan b maka dapat dilakukan pengecekan selanjutnya yaitu pengecekan simpangan antar tingkat. Catatan: *Step Number* 1,2, dan 3 pada output etabs diatas menunjukkan arah torsi yang terjadi, nomor 1 menunjukkan beban gempa yang terjadi pada pusat bangunan atau ditengah untuk nomor 2 menunjukkan torsi yang terjadi dengan posisi 5% dari pusat bangunan atau tengah bangunan dan juga hal ini menunjukkan bahwa arah torsi dari tersebut adalah positif dan untuk untuk nomor 3 menunjukkan hal yang sama namun arah torsi dari nomor 3 adalah negatif.

Dengan kategori resiko bangunan masuk pada kategori II maka berdasarkan SNI 1726 Tahun 2019 didapatkan simpangan antar izin sebesar $0,25_{hsx}$.

Berikut adalah *output* etabs mengenai *displacement* yang terjadi pada bangunan yang ditinjau dalam bentuk grafik dan tabel pada etabs.



Gambar 2.23 Grafik *Displacement*

Story	Elevation m	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
Story4	9	Top	47,845	42,87
Story3	5	Top	29,575	27,596
Story2	1	Top	11,288	10,568
Story1	-2,25	Top	1,981	1,865
Base	-4	Top	0	0

Gambar 2.24 *Displacement* dalam bentuk tabel pada etabs

Dari data diatas maka dengan menggunakan cara perhitungan simpangan antar tingkat seperti yang telah disediakan pada SNI 1726 Tahun 2019 maka berikut adalah simpangan antar tingkat yang terjadi pada Gedung Jamu Artisan Center.

Tabel 2.3 Simpangan Antar Tingkat Gedung Jamu Artisan Center

Story	height	Perpindahan		Perpindahan Elastik		Story Drift		Drift Limit	Cek
		δ_x	δ_y	δ_{ex}	δ_{ey}	Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
Story 4	4000	47,845	42,87	18,270	15,274	66,990	56,005	76,923	OK
Story 3	4000	29,575	27,596	18,287	17,028	67,052	62,436	76,923	OK
Story 2	4000	11,288	10,568	9,307	8,703	34,126	31,911	76,923	OK
Story 1	3250	1,981	1,865	1,981	1,865	7,264	6,838	62,500	OK

Dari tabel diatas didapatkan story drift atau simpangan pada arah x dan arah y tidak melebihi drift limit atau batas simpangan yang dibatasi sesuai dengan kriteria bangunan yang didesain.

2.6 Perencanaan Balok dan Kolom

Perencanaan balok dan kolom merupakan proses merancang dan menghitung dimensi serta konstruksi elemen struktural balok dan kolom pada suatu bangunan. Balok dan kolom memiliki peran penting dalam memberikan dukungan struktural, menahan beban, dan mendistribusikan beban ke fondasi bangunan.

2.6.1 Perencanaan Balok

Desain Balok 8 Meter

(PORTAL I)

Bentang balok (L) = 8000 mm

Lebar balok (b) = 250 mm

Tinggi balok (h) = 500 mm

Diameter Tulangan longitudinal = 19 mm

Diameter Tulangan transversal = 10 mm

Selimut beton = 40 mm

F'c beton = 25 Mpa

Fy longitudinal = 420 Mpa

Fy transversal	= 280 Mpa
β_1	= 0,85
Ukuran kolom	= 600 x 400 mm
Bentang bersih balok	= 8000 - 400 = 7400
Tinggi efektif balok	= 450 mm

Gaya dalam (output ETABS):

Mu tumpuan (-)	= 206,5706 kNm
Mu tumpuan (+)	= 153,1791 kNm
Mu lapangan (-)	= 107,3555 kNm
Mu lapangan (+)	= 136,5634 kNm
Vu tumpuan	= 142,5369 kN
Vu lapangan	= 21,6471 kN
Vg tumpuan	= 97,7392 kN
Pu	= 30,4109 kN

Ketentuan balok

Gaya aksial terfaktor Pu tidak boleh melebihi $Agf^c/10$

$$\begin{aligned}
 Ag &= bh \\
 &= 250 \times 500 \\
 &= 125000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Agf^c/10 &= 125000 \times 25 / 10 \\
 &= 312500 \text{ N} \\
 &= 312,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis ETABS nilai Pu = 30,4109 kN, maka Pu < Agf^c/10

Bentang bersih untuk komponen struktur, Ln tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.

$$L_n \geq 4d$$

$$7400 \geq 4 \times 450 \text{ mm}$$

$$7400 \geq 1800 \text{ mm}$$

Lebar komponen, bw tidak boleh kurang dari nilai terkecil 0,3h dan 250 mm

$$250 \text{ mm} > 0,3h$$

$$250 \text{ mm} > 0,3 \times 500$$

$$250 \text{ mm} > 150 \text{ mm}$$

Tulangan Longitudinal

Direncanakan tulangan D19

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{206,5706 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 450^2}$$

$$= 4,5338$$

$$p = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times \frac{M_u}{\phi b d^2}}{0,85 f'c}} \right]$$

$$= 0,0123$$

$$p \text{ maks} = 0,025 \text{ (Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013)}$$

$$\text{As perlu} = pbd$$

$$= 1383,75 \text{ mm}^2$$

As tidak boleh kurang dari As min maka:

$$\text{As min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} bd$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 250 \times 450$$

$$= 334,8 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min} = \frac{1,4}{f_y} bd$$

$$= \frac{1,4}{420} \times 250 \times 450$$

$$= 375 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2}$$

$$= \frac{1383,75}{\frac{1}{4}\pi 19^2}$$

$$= 4,8804$$

Digunakan tulangan 5D19 (As = 1417,6437 mm²)

$$a = \frac{Asfy}{0,85f'c b}$$

$$= \frac{1417,6437 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250}$$

$$= 112,0772$$

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

$$= \frac{112,0772}{0,85}$$

$$= 131,8555 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{450 - 131,8555}{131,8555} \times 0,003$$

$$= 0,007238 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)$$

$$\theta Mn = 0,9Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1417,6437 \times 420 \left(450 - \frac{112,0772}{2} \right)$$

$$= 211111827 \text{ Nmm}$$

$$= 211,1118 \text{ kNm} > Mu \text{ (206,5706 kNm)} \Rightarrow \text{Memenuhi}$$

Tulangan tumpuan positif

$$Mu + \text{tump} = 153,1791 \text{ kNm}$$

$$0,5 Mu - \text{tump} = 0,5 \times 206,5706 \text{ kNm}$$

$$= 103,2853 \text{ kNm}$$

Berdasarkan hitungan diatas Mu + tump lebih besar dari 0,5Mu - tump, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tarik tumpuan selanjutnya digunakan 153,1791 kNm.

$$\frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{153,1791 \text{ kNm} \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 450^2}$$

$$= 3,362$$

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

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,362}{0,85 \times 25}} \right] = 0,00876$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho b d \\
 &= 0,00876 \times 250 \times 450 \\
 &= 985 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari As min dibawah:

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d \\
 &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 250 \times 450
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 334,8 \text{ mm}^2 \\
 \text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 250 \times 450 \\
 &= 375 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\
 &= \frac{985}{\frac{1}{4}\pi 19^2} \\
 &= 3,47
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 4D19 (As = 1134,115 mm²)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} \\
 &= \frac{1134,115 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} \\
 &= 89,66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{89,66}{0,85} \\
 &= 105,48 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 \\
 &= \frac{450 - 105,48}{105,48} \times 0,003 \\
 &= 0,0098 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta M_n &= 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 1134,115 \times 420 \left(450 - \frac{105,48}{2} \right) \\
 &= 170303562,4 \text{ Nmm} \\
 &= 170,3036 \text{ kNm} > M_u (153,1791) \Rightarrow \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Tulangan lapangan negative

$$Mu\text{- lap} = 107,3555 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} 0,25 Mu\text{- tump} &= 0,25 \times 206,5706 \text{ kNm} \\ &= 51,6426 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan hitungan diatas Mu - lap lebih dari 0,25 Mu - tump, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tekan lapangan selanjutnya digunakan 107,3555 kNm.

$$\begin{aligned} \frac{Mu}{\phi bd^2} &= \frac{107,3555 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 540,5^2} \\ &= 2,3562 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{\phi bd^2 f'c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,3562}{0,85 \times 25}} \right] = 0,00596 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ maks} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho bd \\ &= 0,00596 \times 300 \times 540,5 \\ &= 670 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari As min dibawah:

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} bd \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 250 \times 450 \\ &= 334,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} bd \\ &= \frac{1,4}{420} \times 250 \times 450 \\ &= 375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Kebutuhan tulangan (n)} = \frac{Ast}{\frac{1}{4} \pi D^2}$$

$$= \frac{670}{\frac{1}{4} \pi 19^2}$$

$$= 2,3630$$

Digunakan tulangan 3D19 ($A_s = 850,5862 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \\
 &= \frac{850,5862 \times 420}{0,85 \times 25 \times 300} \\
 &= 67,2463 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{67,2463}{0,85} \\
 &= 79,56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_t &= \frac{d-c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{450 - 79,56}{79,56} \times 0,003 \\
 &= 0,01396 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta M_n &= 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 850,5862 \times 420 \left(450 - \frac{67,2463}{2} \right) \\
 &= 133874144,2 \text{ Nmm} \\
 &= 133,8741 \text{ kNm} > M_u (107,3555 \text{ kNm}) \Rightarrow \text{Memenuhi}
 \end{aligned}$$

Tulangan lapangan positif

$$M_u + \text{lap} = 136,5634 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 0,25 M_u - \text{tump} &= 0,25 \times 206,5706 \text{ kNm} \\
 &= 51,6426 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hitungan diatas $M_u + \text{lap}$ lebih dari $0,25 M_u - \text{tump}$, maka nilai moment yang digunakan dalam perhitungan tulangan tarik lapangan selanjutnya digunakan 136,5634 kNm.

$$\begin{aligned}
 \frac{M_u}{\phi b d^2} &= \frac{136,5634 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 540,5^2} \\
 &= 2,997
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,997}{0,85 \times 25}} \right] = 0,00773$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,025 \quad (\text{Pasal 4.5.2.1 SNI 2847:2013})$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho b d \\ &= 0,00773 \times 300 \times 540,5 \\ &= 869,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As harus tidak boleh kurang dari As min dibawah:

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b d \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 250 \times 450 \\ &= 334,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 250 \times 450 \\ &= 375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kebutuhan tulangan (n)} &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi D^2} \\ &= \frac{869,625}{\frac{1}{4}\pi 19^2} \\ &= 3,067 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 4D19 (As = 1134,1149 mm²)

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} \\ &= \frac{1134,1149 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} \\ &= 89,6618 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{89,6618}{0,85} \\ &= 105,4845 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$e_t = \frac{d-c}{c} = 0,003$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{450 - 105,4845}{105,4845} \times 0,003 \\
&= 0,0097 > 0,005 \text{ (terkendali tarik, maka } \theta = 0,9) \\
\theta M_n &= 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= 0,9 \times 1134,1149 \times 420 \left(450 - \frac{89,6618}{2} \right) \\
&= 173694142,4 \text{ Nmm} \\
&= 173,6941 \text{ kNm} > M_u (136,5634 \text{ kNm}) \Rightarrow \text{Memenuhi}
\end{aligned}$$

Tulangan transversal.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1, geser rencana akibat gempa pada balok dihitung mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan lentur balok mencapai $1,25f_y$ dan faktor reduksi kuat lentur $\phi = 1$.

Perhitungan M_{pr}^- :

M_{pr}^- - ditinjau dari tumpuan yang mengalami tekan dengan tulangan 5D19

$$(A_s = 1417,644 \text{ mm}^2)$$

$$a_{pr}^- = 1,25 a \text{ (tumpuan negative)}$$

$$= 1,25 \times 112,0772$$

$$= 140,0902 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 1,25 A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}^-}{2} \right)$$

$$= 1,25 \times 1417,644 \times 280 \times \left(450 - \frac{116,747}{2} \right)$$

$$= 188125321,8 \text{ Nmm}$$

$$= 188,1253 \text{ kNm}$$

Perhitungan M_{pr}^+ :

M_{pr}^+ - ditinjau dari tumpuan yang mengalami tarik dengan tulangan 4D19

$$(A_s = 1134,115 \text{ mm}^2)$$

$$a_{pr}^+ = 1,25 a \text{ (tumpuan positif)}$$

$$= 1,25 \times 89,66$$

$$= 112,075 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 1,25 A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}^+}{2} \right)$$

$$= 1,25 \times 1134,115 \times 280 \left(450 - \frac{89,66}{2} \right)$$

$$= 16153709,6 \text{ Nmm}$$

$$= 161,2537 \text{ kNm}$$

Gaya geser akibat gravitasi \emptyset

Gaya geser akibat gravitasi dihitung dengan ETABS menggunakan kombinasi beban 1,2DL + 1,0LL, sehingga dari analisis diketahui nilai $V_g = 130,6749$ kN.

Gaya geser akibat gempa:

$$\begin{aligned} V_{pr} &= \frac{(M_{pr+}) + (M_{pr-})}{L_n} \\ &= \frac{161,2537 + 188,1253}{7,4} \\ &= 47,213 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan geser:

$$\begin{aligned} V_e &= V_g + V_{pr} \\ &= 97,7392 + 47,213 \\ &= 144,9522 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kebutuhan tulangan tumpuan:

$$\begin{aligned} V_u \text{ ETABS} &= 142,5369 \text{ kN} \\ V_e &= 144,9522 \text{ kN} \\ V_u \text{ pakai} &= 144,9522 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4.2, V_c dapat diasumsikan sama dengan nol bilamana gaya geser gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser, perlu maksimum di sepanjang bentang

$$\begin{aligned} 0,5 V_u &= 0,5 \times 144,9522 \\ &= 72,4761 > V_{pr} (47,213 \text{ kN}), \text{ maka } V_c \neq 0 \end{aligned}$$

V_c perlu diperhitungkan, maka

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} b d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 250 \times 450 \\ &= 95625 \text{ N} \\ &= 95,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\theta} - V_c \\ &= \frac{144,9522}{0,75} - 95,625 \\ &= 97,6446 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0,66\sqrt{f'_c} b d \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 450 \end{aligned}$$

$$= 371250 \text{ N}$$

$$= 371,250 \text{ kN} > V_s (97,6446 \text{ kN}) \Rightarrow \text{Memenuhi}$$

Direncanakan Sengkang 2D10 ($A_s = 157,080 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Jarak Sengkang} &= \frac{Asfyd}{V_s} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 450}{97,6446 \times 10^3} \\ &= 202,695 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pasal 21.5.3 SNI 2487:2013 memberi ketentuan jarak sengkang pertama dari muka komponen struktur penumpu tidak lebih dari 50 mm, jarak sengkang tidak boleh lebih dari:

$$d/4 = 450/4 = 112,5 \text{ mm}$$

$$6 \text{ kali diameter tulangan lentur} = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

$$\text{Dan} = 150 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan 2D10-100

Kebutuhan tulangan lapangan:

$$V_u \text{ ETABS} = 21,6471 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17\lambda\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 250 \times 450 \\ &= 95625 \text{ N} \\ &= 95,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\theta} - V_c \\ &= \frac{21,6471}{0,75} - 95,625 \\ &= 66,7622 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= 0,66\sqrt{f'_c} bd \\ &= 0,66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 450 \\ &= 371250 \text{ N} \\ &= 371,250 \text{ kN} > V_s (66,7622 \text{ kN}) \Rightarrow \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

Direncanakan Sengkang 2D10 ($A_s = 157,080 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Jarak Sengkang} &= \frac{Asfyd}{V_s} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 450}{66,7622 \times 10^3} \\ &= 296,4563 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pasal 21.3.4.3 SNI 2847:2013 di luar sendi plastis jarak tulangan tidak boleh melebihi:
 $d/2 = 450/2 = 225 \text{ mm}$

Maka, digunakan tulangan 2D10-150

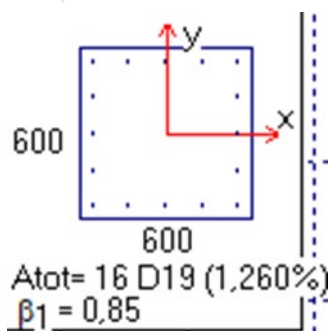
NOTASI	BALOK 8 METER	
	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
PENAMPANG	250 x 500	250 x 500
TULANGAN ATAS	5D19	3D19
TULANGAN BAWAH	4D19	3D19
SENGKANG	Ø10-100	Ø10-150
MUTU BETON	$f_c 25$	$f_c 25$

Gambar 2.25 Penulangan Balok

2.6.2 Perencanaan Kolom

Cek Dimensi Kolom:

Dimensi terkecil penampang 600 mm



Gambar 2.26 Cek Dimensi Kolom

$$b/h = 600/600 = 1 > 0,4 \text{ (Aman)}$$

$$P_u = 2632,8984 \text{ kN}$$

$$0,3A_g f'_c = 0,3(600)(600)(25)$$

Dikarenakan $P_u < 0,3A_g f'_c$ maka

Cek kuat lentur minimum:

$$M_{pr-} = 188,1253 \text{ kNm}$$

$$M_{pr+} = 161,2537 \text{ kNm}$$

$$1,2 (M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka}) < M_{nc\ ba} + M_{nc\ at}$$

$$1,2 (188,1253 + 161,2537) < 508,5328 + 227,9776$$

$$419,4089 < 736,5104 \text{ OK! (Strong Column-Weak Beam terpenuhi)}$$

Tulangan Transversal

$$B_c = 600 - 2(40) = 520 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = 520 \times 520 = 270.400$$

$$A_g = 600 \times 600 = 360.000 \text{ mm}^2$$

$$x_i = (600 - 2(40) - 2(10) - 19/3) = 160,33 \text{ mm}$$

$$A_{sh/sbc} = \max >> 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) f_c / f_{yt}$$

$$= 0,3 \left(\frac{360.000}{270.400} - 1 \right) 25/280$$

$$= 0,00887$$

$$>> 0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,09 \frac{25}{280} = 0,008035$$

Syarat Jarak Tulangan Transversal

a. $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil komponen struktur = $\frac{1}{4}(600) = 150$

b. 6 kali diameter tulangan memanjang = $6 \times 19 = 114$

c. $S_o = 100 + \left(\frac{350 - 160,33}{3} \right) = 163,22 >> 150 \text{ mm}$

Ambil jarak maksimum tulangan transversal 100 mm

$$\text{Ash/s} = bc (0,00887) = 520 \times 0,00887 = 4,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ash} = 4,6 \times 100 = 460 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan 4D13 (Ash = 530,9)

Kekuatan Geser:

$$V_e = \frac{M_{pr\ c\ atas} + M_{pr\ c\ bawah}}{l_u} = \frac{868 + 868}{2,25} = 771,55 \text{ kN (1)}$$

V_e tersebut tidak perlu melebihi dari:

$$V_e = \frac{\sum M_{pr\ b\ atas} \times DF_{atas} + \sum M_{pr\ b\ bawah} \times DF_{bawah}}{l_u} \\ = \frac{(188,1253 + 161,2537) \times 0,5 + (188,1253 + 161,2537) \times 0,5}{2,25} = 155,28 \text{ kN (2)}$$

V_e tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis $V_e = 100 \text{ kN (3)}$

Dari ketiga nilai V_e diatas di ambil $V_e = 155,28 \text{ kN}$. Selanjutnya dengan mengasumsikan kuat geser yang disumbang oleh beton, $V_c = 0$ maka:

$$V_s = V_u / \phi = 155,28 / 0,75 = 207,04 \text{ kN}$$

$$A_v/s = \frac{V_s}{f_{yt} \times d} = \frac{207,04 \times 10^3}{280 \times 207,04} = 3,57 \text{ mm}$$

Untuk $s = 100 \text{ mm}$, maka $A_v = 3,57 (100) = 357 \text{ mm}^2$

Untuk daerah di luar l_0 , maka nilai V_c ditentukan berdasarkan persamaan:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{1460,37 \times 10^3}{14 \times 600 \times 600} \right) 1 \sqrt{25} \times 600 \times 537,5 = 353554,3504 \text{ N} = 353,554 \text{ kN}$$

Karena V_c sudah melebihi $V_u = (100)$ di luar panjang l_0 , maka pada daerah di luar l_0 , dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak $d/2 = 537,5/2 = 268,75 \approx 250 \text{ mm}$. Namun persyaratan jarak tulangan transversal di luar l_0 , menyatakan bahwa jarak antara tulangan tidak boleh melebihi 150 atau $6db = (150 \text{ mm})$, sehingga dapat dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150 mm.