

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1. Penentuan Sistem Struktur

Berdasarkan SNI 2847:2019, sistem struktur sebuah bangunan dibagi menjadi beberapa sistem:

1. Sistem pemikul gaya seismik (*Seismik-force-resisting system*). Pada sistem ini, struktur yang didesain untuk menahan gaya gempa rencana berdasarkan tata cara bangunan gedung umum yang secara legal diadopsi menggunakan ketentuan yang sesuai dan kombinasi beban.
2. Sistem rangka pemikul momen (*Moment frame*). Rangka komponen balok, pelat, kolom, dan joint menahan gaya melalui gaya lentur, gaya geser, dan gaya aksial.
3. Sistem rangka pemikul momen biasa (*Ordinary moment frame*). Rangka pada balok kolom atau rangka pelat kolom yang di cor pada tempat atau pracetak dan memenuhi persyaratan. Persyaratannya ialah bangunan yang akan diterapkan sistem ini harus mempunyai Kategori Desain Seismik (KDS) B.
4. Sistem rangka pemikul momen khusus (*Special moment frame*). Tipe bangunan yang akan memakai sistem rangka ini harus memenuhi persyaratan pada beton yang bangunannya dikenakan Kategori Desain Seismik (KDS) C, D, dan E.
5. Sistem rangka pemikul momen menengah (*Intermediate moment frame*). Sistem yang digunakan untuk rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang di cor langsung di tempat.

Pada gedung Pusat Seni Pertunjukan Karawitan ini, sistem rangka yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem rangka ini dipilih karena bangunan yang tersebut dirancang tahan

terhadap lentur dan geser. Selain itu, SRPMK digunakan untuk wilayah yang memiliki KDS D, E, dan F.

2.2. Preliminary Design

2.2.1. Preliminary Design Pelat Lantai

Menurut Faqih (2011), pelat lantai dibedakan menjadi 2 yakni:

1. Pelat 1 arah adalah pelat yang kedua sisinya didukung, sehingga lenturan terjadi dalam 1 arah, memiliki perbandingan antara bentang panjang dibagi bentang yang lebih pendek lebih dari 2 atau $\frac{L_y}{L_x} > 2$.
2. Pelat 2 arah adalah pelat yang pada keempat sisinya didukung, sehingga lenturan terjadi dalam dua arah memiliki perbandingan antara bentang panjang dibagi bentang pendek kurang dari 2 atau $\frac{L_y}{L_x} \leq 2$.

Berdasarkan SNI 2847:2019, terdapat ketebalan minimum dari pelat satu arah dan pelat dua arah. Ketebalan tersebut harus memenuhi tabel berikut ini karena potensi pelat yang tidak bertumpu atau melekat pada konstruksi lain memiliki kemungkinan rusak akibat lendutan yang besar.

Tabel 2. 1Ketebalan Minimum Pelat Solid Satu Arah Nonprategang

Kondisi tumpuan	$h^{(1)}$ Minimum
Tumpuan sederhana	$\ell/20$
Satu ujung menerus	$\ell/24$
Kedua ujung menerus	$\ell/28$
Kantilever	$\ell/10$

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 7.3.1.1 – Ketebalan minimum pelat solid satu arah nonprategang

Tabel 2. 2Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Dengan Balok Di Antara Tumpuan Pada Semua Sisinya

α_{fm} [1]	h minimum, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b) ^{[2],[3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2],[3]}
		90	(e)

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.3.1.2 – Ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya

Berdasarkan peraturan diatas dan perletakkan kolom struktur pada bangunan Pusat Seni Pertunjukan Karawitan, dirancang pelat lantai untuk memenuhi kebutuhan pelat lantai bangunan ini.

Perhitungan pelat lantai adalah pelat berjenis B dengan data:

$$L_y = 3,5 \text{ m} = 350 \text{ cm}$$

$$L_x = 3,5 \text{ m} = 350 \text{ cm}$$

Maka dari itu:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{3,5}{3,5} = 1 < 2$$

Hasil dari perhitungan $\frac{L_y}{L_x}$ diperoleh nilai 1, maka pelat yang digunakan adalah pelat 2 arah.

2.2.2. Preliminary Design Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019, balok yang tidak bertumpu atau melekat pada konstruksi lain memiliki tinggi minimal serta harus memenuhi syarat

berikut. Hal ini karena adanya kemungkinan untuk terjadinya lendutan yang besar.

Tabel 2. 3 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi perlekatan	Minimum $h^{(1)}$
Perlekatan sederhana	$l/16$
Menerus satu sisi	$l/18,5$
Menerus dua sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$

sumber: SNI 2847:2019 tabel 9.3.1.1 – Tinggi minimum balok nonprategang

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 Syarat Dimensi Penampang Balok SRPMK harus memenuhi syarat:

1. Panjang bentang bersih, l_n , harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif atau dengan rumus:

$$l_n \geq 4d$$

Dengan:

l_n = Panjang bentang – dimensi kolom

D = h balok – selimut beton - \emptyset Sengkang - $\frac{\emptyset \text{ tulangan utama}}{2}$

2. Lebar penampang (b_w) tidak kurang dari 0,3 dikalikan tinggi penampang serta tidak boleh diambil kurang dari 250 mm atau dengan rumus: $b_w \geq 0,3h$ atau 250 mm
3. Lebar penampang (b_w) tidak boleh lebih dari lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom dalam arah sejajar lentur.

Salah satu perhitungan tinggi minimum pada balok Pusat Seni Pertunjukan Karawitan adalah sebagai berikut.

Data-data:

Panjang bentang = 5 m = 5000 mm

Oleh karena itu, digunakan rumus: $h = \frac{L_y}{18,5}$

Sehingga,

$$h = \frac{5000}{18,5} = 270,27027 \text{ mm} < h = 600 \text{ mm.}$$

Setelah tinggi minimum balok diketahui, dicari lebar balok.

Perhitungan menentukan lebar balok menggunakan rumus:

$$b = \frac{2}{3}h$$

Sehingga,

$$b = \frac{2}{3} \times 270,27027 \text{ mm} = 180,1802 \text{ mm} < b = 350 \text{ mm.}$$

Selimut beton = 40 mm

Diameter sengkang = 8 mm

Diameter tulangan = 25 mm

Dimensi kolom = 700 × 700 mm

Cek syarat dimensi penampang balok $L_n \geq 4d$

$$d = 600 - 40 - 8 - 0,5(25) = 539,5 \text{ mm}, \quad 4d = 2156 \text{ mm}$$

$$L_n = 5000 - 700 = 4300 \text{ mm}$$

Maka, $L_n = 4300 \text{ mm} \geq 4d = 2156 \text{ mm}$ (OK)

Cek syarat $b_w \geq 0,3h$

$$0,3h = 0,3 \times 600 = 180 \text{ mm}$$

$b_w = 250 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm}$ (OK)

2.2.3. Preliminary Design Kolom

Secara umum dimensi pada kolom ditentukan menggunakan cara dimensi yang terkecil kolom lebih dari satu atau sama dengan lebar balok ($B_{\text{kolom}} \geq B_{\text{balok}}$).

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.2.1 syarat dimensi penampang kolom SRPMK harus memenuhi syarat:

1. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300mm, dengan rumus:
 $B \geq 300 \text{ mm.}$

Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4, dengan rumus: $\frac{B}{H} > 0,4$

Dimensi lebar kolom tidak lebih besar atau sama dengan dimensi tinggi kolom, atau dengan rumus: $B \leq H$

Direncanakan kolom dengan ukuran 700×700 mm. Kemudian dicek berdasarkan syarat dimensi penampang kolom diatas.

Cek syarat $B \geq 300$ mm

$$B = 700 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm (OK)}$$

Cek syarat $\frac{B}{H} > 0,4$

$$\frac{700}{700} = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

Cek syarat $B \leq H$

$$B = 700 \text{ mm} \leq H = 700 \text{ mm (OK)}$$

Berdasarkan hasil cek ketiga syarat diatas didapatkan hasil aman, maka dimensi kolom 700×700 mm bisa digunakan dalam perhitungan kolom pada Pusat Seni Pertunjukan Karawitan.

2.3. Perhitungan Beban Gempa Statik Ekuivalen

Data-data yang digunakan dalam perhitungan beban gempa statik ekuivalen pada Gedung Pusat Seni Pertunjukan Karawitan adalah sebagai berikut:

Tebal pelat lantai = 130 mm

Balok induk = 300×600 mm

Balok anak = 250×500 mm

Kolom:

Lantai 1 sampai lantai 3 = 600×600 mm

Lantai 4 = 500×500 mm

Tinggi Tingkat:

Lantai 1 sampai lantai 4 = 4 m
 Mutu beton $f'c$ = 25 MPa
 Mutu baja f_y = 420 MPa
 Kategori risiko gedung = IV (Gedung Pertunjukan)
 Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,50

Parameter *spectral respons* :
 T_0 = 0,07 s
 T_s = 0,37 s
 S_{ds} = 0,83 g
 S_{d1} = 0,31 g

Kategori desain seismik bangunan = D
 Periode fundamental Gedung (T) = 0,672 s
 Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Koefisien odifikasi respons (R) : $R = 8$; $C_d = 5,5$

Koefisien respons seismik (C_s) :

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,83}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,1$$

Nilai C_s tidak perlu lebih besar dari :

$$C_s \max = \frac{S_{d1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,83}{0,672\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,057$$

Nilai C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s \min = 0,044 S_{ds} I_e = 0,044 \times 0,83 \times 1,5 = 0,365 \geq 0,01 \text{ (OK)}$$

Maka nilai C_s yang digunakan adalah 0,057

Berat Seismik Efektif Bangunan :

Berat atuan lantai atap (t) = 130 mm
 Berat sendiri pelat = 3,12 kN/m²
 Waterproofing = 1,2 kN/m²
 Plafon, MEP dll = 0,25 kN/m²
 Total Dead load (DL) = 4,57 kN/m²

Berat satuan lantai tipikal 1 - 4 (t) = 130 mm

Berat sendiri pelat	= 3,12 kN/m ²
Pasir 4 cm	= 0,68 kN/m ²
Spesi 2 cm	= 0,4 kN/m ²
Penutup lantai	= 0,24 kN/m ²
Partisi	= 1 kN/m ²
Plafon, MEP, dll	= 0,25 kN/m ²
Total Dead load (DL)	= 5,69 kN/m ²

Berat satuan balok dan kolom

Balok 300 x 500 mm	= $0,3 \times (0,5 - 0,130) \times 24$	= 2,664 kN/m ²
Balok 250 x 500 mm	= $0,25 \times (0,5 - 0,130) \times 24$	= 2,22 kN/m ²
Kolom 600 x 600 mm	= $0,6 \times 0,6 \times 24$	= 8,64 kN/m ²
Kolom 500 x 500 mm	= $0,5 \times 0,5 \times 24$	= 6 kN/m ²

Lantai 1:

Berat dinding	= $42 \times 4 \times 0,25 + 3 \times 21 \times 0,25 + 4 \times 42 \times 0,25 + 3 \times 12 \times 0,25$	= 108,75 kN
Pelat lantai	= $42 \times 42 \times 5,69$	= 10037,16 kN
Balok 300 x 500	= $(4 \times 21 + 3 \times 21 + 3 \times 21 + 4 \times 42 + 4 \times 42) \times 2,664$	= 1454,54 kN
Balok 250 x 500	= $(1 \times 14) \times 2,22$	= 31,08 kN
Kolom 600 x 600	= $(39 \times (2 + 2)) \times 8,64$	= 1347,84 kN
Total W1	=	= 13958,124 kN

Lantai 2:

Berat dinding	=	$(6 \times 67 + 6 \times 10 + 6 \times 14 + 5 \times 7 + 2 \times 84 + 1 \times 49 + 5 \times 14 + 1 \times 10 + 1 \times 77) \times 2,5$	= 238,755 kN
Pelat lantai	=	$65,8 \times 97 \times 5,69$	= 36316,994 kN
Balok 300 x 500	=	$(6 \times 67 + 6 \times 10 + 6 \times 14 + 5 \times 7 + 2 \times 84 + 1 \times 49 + 5 \times 14 + 1 \times 10 + 1 \times 77) \times 2,664$	= 2544,12 kN
Balok 250 x 500	=	$(3 \times 7) \times 2,22$	= 46,62 kN
Kolom 600 x 600	=	$(100 \times (2 + 2)) \times 8,64$	= 3456 kN

$$\text{Total W2} = 44751,234 \text{ kN}$$

Lantai 3:

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= (2 \times 68 + 3 \times 56 + 7 \times 14 + 6 \times 9,8 + 1 \times 7 + 2 \times 17 + 1 \times 42 \\ &\quad + 1 \times 49 + 1 \times 28 + 5 \times 7 + 5 \times 14 + 2 \times 70 + 1 \times 84 + 1 \times 63) \\ &\quad \times 2,5 \\ &= 253,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Pelat lantai} = 65,8 \times 97 \times 5,69 = 36316,994 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok } 300 \times 500 &= (2 \times 68 + 3 \times 56 + 7 \times 14 + 6 \times 9,8 + 1 \times 7 + 2 \times 17 + 1 \times 12 + 1 \\ &\quad \times 49 + 1 \times 28 + 5 \times 7 + 5 \times 14 + 2 \times 70 + 1 \times 84 + 1 \times 63) \times 2,64 \\ &= 2698,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Balok } 250 \times 500 = (2 \times 14) \times 2,22 = 62,16 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 600 \times 600 = (100 \times (2 + 2)) \times 8,64 = 3456 \text{ kN}$$

$$\text{Total W3} = 42786,453 \text{ kN}$$

Lantai 4:

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= (6 \times 63 + 4 \times 49 + 9 \times 35 + 5 \times 14 + 5 \times 7 + 5 \times 35 + 5 \times 28 \\ &\quad + 4 \times 84 + 1 \times 63) \times 2,5 = 427 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Pelat lantai} = 67,8 \times 84 \times 5,69 = 32405,688 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Balok } 300 \times 500 &= (6 \times 63 + 4 \times 49 + 9 \times 35 + 5 \times 14 + 5 \times 7 + 5 \times 35 + 5 \times 28 + 4 \\ &\quad \times 84 + 1 \times 63) \times 2,664 = 4550,112 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Balok } 250 \times 500 = (1 \times 14) \times 2,22 = 31,08 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 600 \times 600 = (100 \times (2 + 2)) \times 8,64 = 3456 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 500 \times 500 = (100 \times (2 + 2)) \times 6 = 2400 \text{ kN}$$

$$\text{Total W4} = 47112,88 \text{ kN}$$

Lantai atap:

$$\text{Berat kuda-kuda} = 13,7195 + 14,0977 + 14,4631 = 42,28018 \text{ kN}$$

$$\text{Pelat lantai} = 42 \times 56 \times 5,57 = 13100,64 \text{ kN}$$

$$\text{Balok } 300 \times 500 = (2 \times 42 + 2 \times 56) \times 2,7 = 529,2 \text{ kN}$$

$$\text{Kolom } 500 \times 500 = (16 \times 2) \times 6 = 192 \text{ kN}$$

$$\text{Total Watap} = 13969,024 \text{ kN}$$

Berat mati total (W) = 164856,515 kN

Perhitungan gaya geser dasar (V), $V = C_s \times W = 16865,901$ kN

Perhitungan beban gempa metode statik ekivalen (K),

$K = 0,5 \times T \times 0,75 = 1,086$

Tabel 2. 4 Rekapitulasi beban gempa tiap lantai metode statik ekivalen

Lantai	Wx(kN)	Hx(m)	Wx.Hx^k	Cvx	Fx(kN)
Atap	13969,024	19,4	349718,6	0,146177	2465,410517
4	47112,88	15,4	917882,6	0,383661	6470,795255
3	45065,2532	11,6	645421,1	0,269777	4550,024068
2	44751,234	7,8	416504,6	0,174093	2936,231247
1	13958,124	4	62901,96	0,026292	443,4398359
	Σ	58,2	2392429	1,00	16865,90092

2.4. Pemodelan Struktur

2.4.1. Input Beban pada Model 3D

Sebelum memasukkan beban, properti dari material dimasukkan sebagai berikut.

Gambar 2. 1 Properti Material Beton 25 MPa

Material Property Data

General Data

Material Name: A992Fy50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 76.9729 kN/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 199948 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000117 1/C

Shear Modulus, G: 76903.08 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. 2 Spesifikasi Material Baja

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: 2L 60 60 5

Material: steel

Display Color: Change

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Double Angle

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 120 mm

Width of a Single Angle: 120 mm

Horizontal Leg Thickness: 5 mm

Vertical Leg Thickness: 5 mm

Back to Back Distance: 10 mm

Fillet Radius: 0 mm

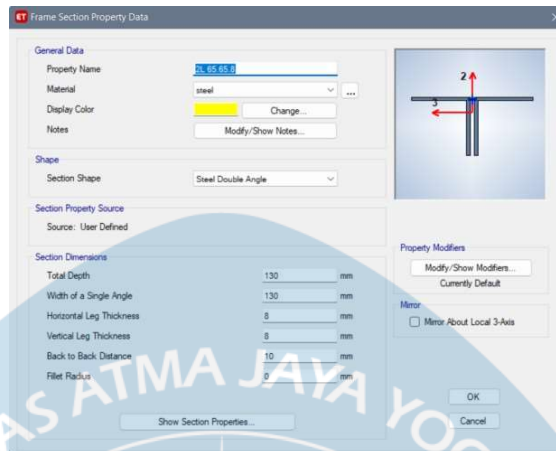
Property Modifiers

Modify/Show Modifiers... Currently Default

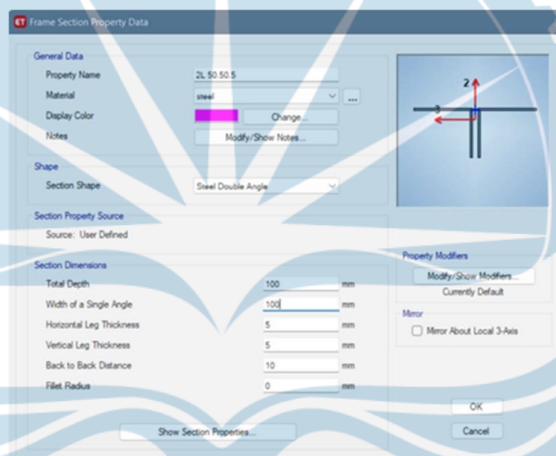
Mirror About Local 3-Axis

Show Section Properties... OK Cancel

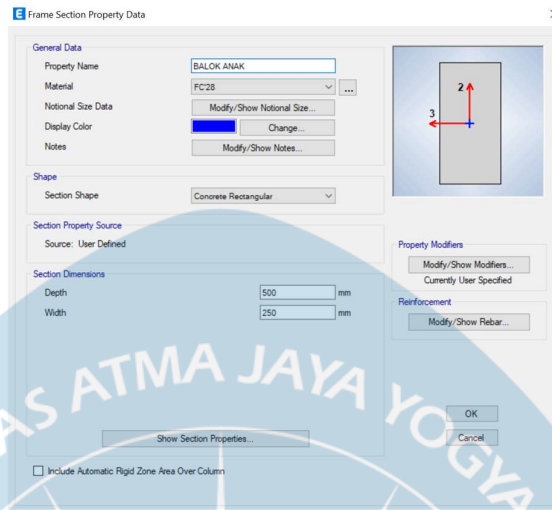
Gambar 2. 3 Dimensi Baja 2Lx60x60x5



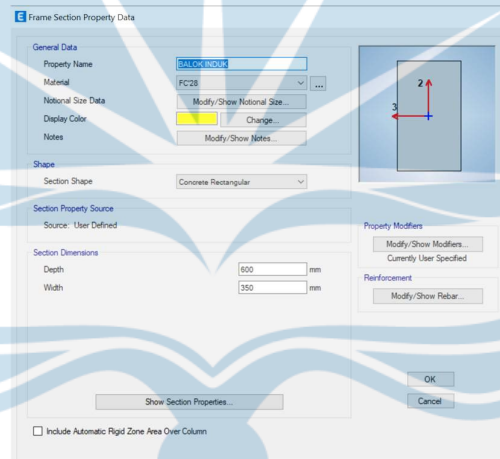
Gambar 2. 4 Dimensi Baja 2Lx65x65x8



Gambar 2. 5 Dimensi Baja 2Lx50x50x5



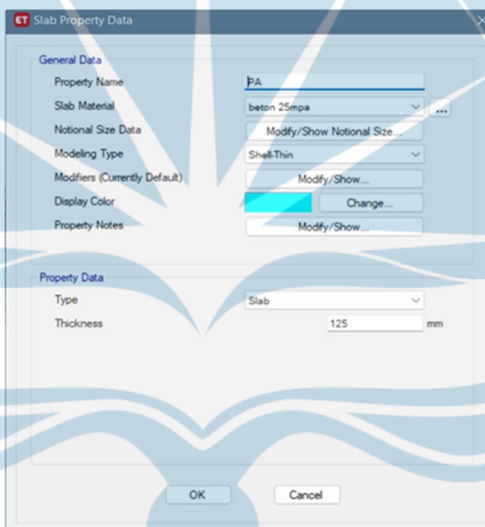
Gambar 2. 6 Dimensi Balok Anak



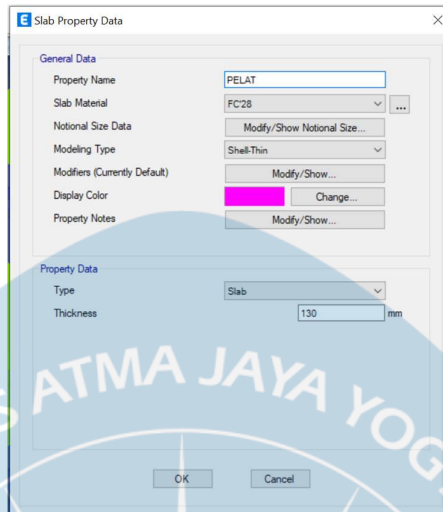
Gambar 2. 7 Dimensi Balok Induk



Gambar 2. 8 Dimensi Kolom

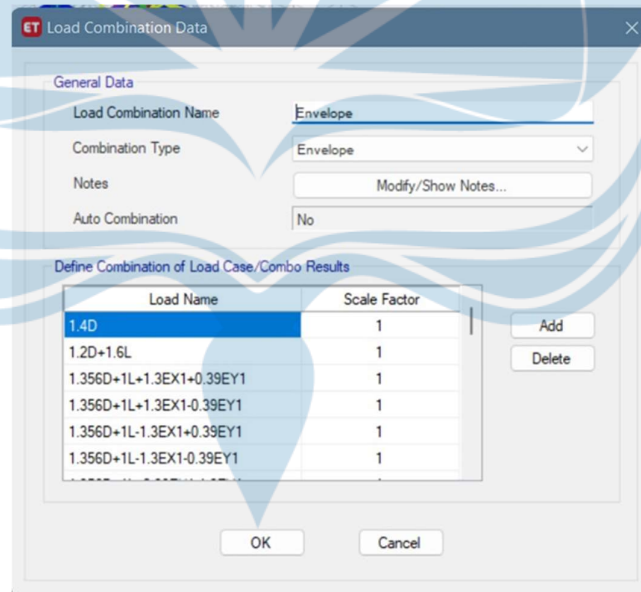


Gambar 2. 9 Spesifikasi Pelat Atap



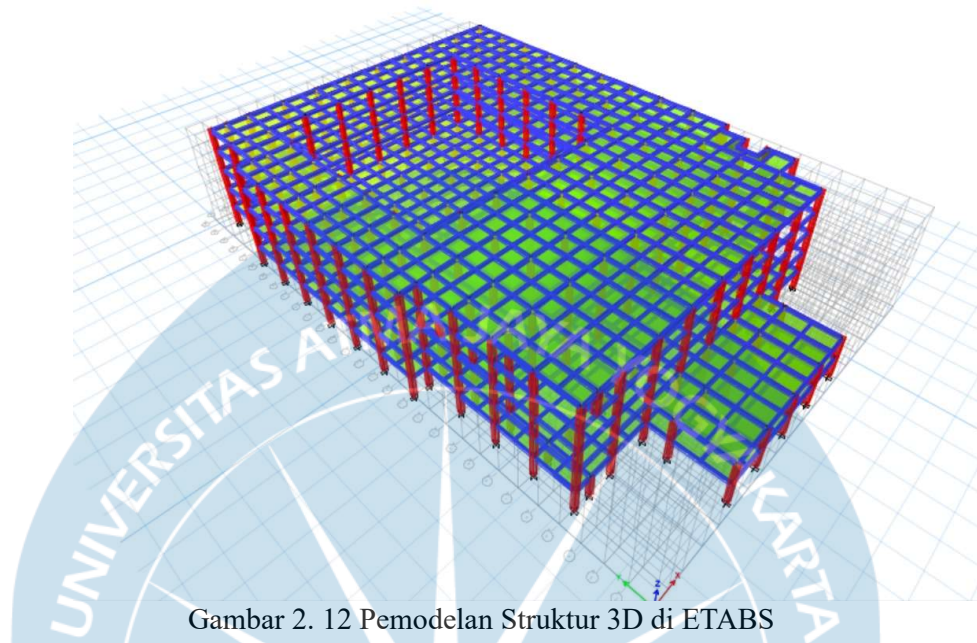
Gambar 2. 10 Spesifikasi Pelat Lantai

Beban yang sudah dihitung dimasukkan ke dalam ETABS 2020. Berikut input kombinasi-kombinasi pembebanan ke dalam ETABS 2020.



Gambar 2. 11 Pengaturan Load Combination Data

Setelah proses pengaturan *load combination data*, maka pemodelan struktur pada aplikasi ETABS 2020 telah selesai.



Gambar 2. 12 Pemodelan Struktur 3D di ETABS

2.5. Perancangan Struktur Atap

2.5.1. Perencanaan Gording

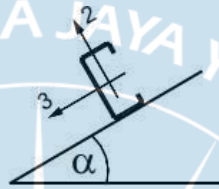
Gording tegak lurus dengan kuda-kuda di atap, membagi rentang atap dalam jarak yang lebih kecil pada proyeksi horizontal yang memiliki tujuan meneruskan beban dari penutup atap, reng, tulang rusuk, beban angin, dan beban air hujan di titik buhul kuda-kuda.

Menurut Haryanto (2008), perencanaan gording itu perlu memperhatikan hal-hal berikut ini.

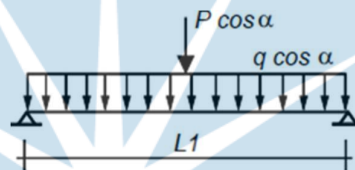
1. Jarak minimal gording untuk atap genteng atau sirap minimal 1800 mm dan maksimal 2500 mm. Untuk atap seng atau asbes minimal 1000 mm dan 1300 mm.
2. Bentang gording pada umumnya ditentukan oleh jarak kuda-kuda.
3. Jumlah sagrod atau batang tarik penahan beban arah sumbu lemah gording ditentukan oleh bentang gording atau jarak kuda-kuda. Maksimal jarak sagrod adalah sebesar 2000 mm.

Pada perancangan atap Pusat Seni Pertunjukan Karawitan ini, jenis baja profil yang sesuai dengan persyaratan momen digunakan dan defleksi dari gording ditentukan terlebih dahulu dengan menggunakan asumsi. Kemudian, dilakukan perhitungan perencanaan momen gording.

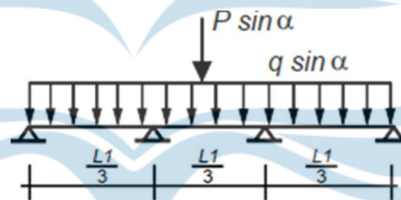
Ilustrasi dari perencanaan momen gording searah sumbu 2 dan 3 dapat dilihat dalam gambar berikut.



Gambar 2. 13 Ilustrasi momen arah sumbu 2 dan 3



Gambar 2. 14 Ilustrasi momen arah sumbu 3



Gambar 2. 15 Ilustrasi momen arah sumbu 2 dengan 4 gording

Perhitungan momen arah sumbu 2 dapat dihitung menggunakan rumus berikut. Rumus ini digunakan untuk 4 gording dalam 1 sisi sebelah nok.

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \frac{L}{3}$$

Setelah itu, tentukan Mu yang akan digunakan dengan menggunakan rumus yang ada di atas. Lalu, pilih nilai yang lebih besar.

Perhitungan momen arah sumbu 3 dapat dihitung menggunakan rumus

berikut.

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} p \cos \alpha L$$

Setelah itu, menentukan Mu yang akan digunakan dengan menggunakan rumus berikut.

$$M_{3,U} = 1,4M_{3,D}$$

$$M_{3,D}$$

$$M_{3,U} = 1,2M_{3,D} + 1,6M_{3,L}$$

$$M_{3,L}$$

Kemudian, pilih nilai yang terbesar.

Setelah dicek momen dari gording, dilanjutkan mengecek tegangan pada gording menggunakan rumus berikut.

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq F_y$$

Dengan nilai $\phi = 0,9$

Apabila f_b kurang dari sama dengan f_y baja yang dipakai, maka tegangan pada profil baja gording tersebut aman.

Setelah dicek tegangannya, dilanjutkan mengecek defleksi gording menggunakan rumus berikut.

Cek terhadap lendutan atau defleksi dengan rumus berikut.

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

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

δ total untuk mengecek defleksi gording tersebut aman, dengan rumus berikut.

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

Setelah mengecek gording, tentukan dimensi sagrod.

Perencanaan sagrod harus menghitung $F_{t,D}$ terlebih dahulu dengan rumus berikut.

$$F_{t,D} = n \left(\frac{1}{3} \times q \times \sin \alpha \right)$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha$$

Kombinasi pembebanan kemudian dihitung dengan rumus berikut.

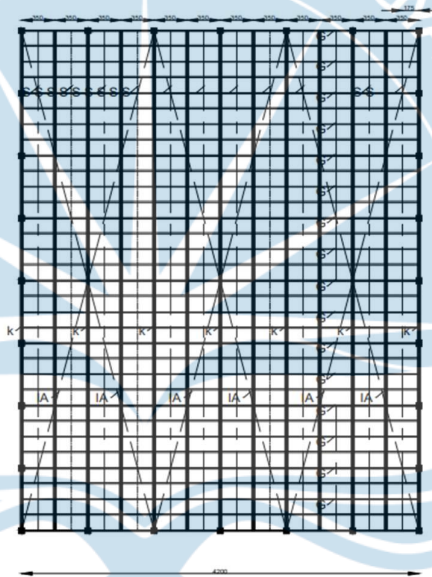
$$F_{t,U} = 1,4F_{t,D}$$

$$F_{t,U} = 1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L}$$

Luas batang sagrod kemudian dihitung dengan rumus berikut.

$$A_{sr} = \frac{F_t \cdot 10^3}{\phi F_y}$$

Berikut adalah perhitungan untuk menentukan gording dan diameter sagrod yang akan digunakan. Data-data yang digunakan:



Gambar 2. 16 Denah Gording, Sag-rod, Gording, Kuda-kuda

Jarak antar gording = 1,75 m

Kemiringan = 25,5°

Jarak antar kuda-kuda (L) = 3,5 m

Perencanaan Gording

Berat sendiri = 0,0696 kN/m' (diperkirakan)

Berat atap = $\frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{massa atap}$

$$= \frac{1,75}{\cos 25,5} \times 0,7$$

= 1,3572 kN/m'

Berat plafond = jarak antar gording \times massa plafond

$$= 1,75 \times 0,2$$

$$= 0,35 \text{ kN/m'}$$

Dead Load (D) rencana gording (q)

$$= 1,7768 \text{ kN/m'}$$

Asumsi beban hidup (P) = 1 kN

Rencana Momen Gording

Beban gording arah sumbu 3:

$$M_{3,D} = \frac{1}{8} q \cos \alpha L^2$$

$$= 2,4557 \text{ kNm'}$$

$$M_{3,L} = \frac{1}{4} p \cos \alpha L$$

$$= 0,7898 \text{ kNm'}$$

$$M_{3,U} = 1,4 \times M_{3,D}$$

$$= 1,4 \times 2,4557$$

$$= 3,43799 \text{ kNm'}$$

$$M_{3,U} = 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L}$$

$$= 1,2 \times 2,4557 + 1,6 \times 0,7898$$

$$= 4,2105 \text{ kNm'}$$

Dipilih $M_{3,U}$ yang terbesar, yaitu 4,2105 kNm'

Beban gording arah sumbu 2:

$$M_{2,D} = \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L}{3}\right)^2$$

$$= 0,1301 \text{ kNm'}$$

$$M_{2,L} = \frac{1}{4} P \sin \alpha \frac{L}{3}$$

$$= 0,1256 \text{ kNm'}$$

$$M_{2,U} = 1,4 \times M_{2,D}$$

$$= 1,4 \times 0,1301$$

$$= 0,1822 \text{ kNm'}$$

$$M_{2,U} = 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L}$$

$$= 1,2 \times 0,1301 + 1,6 \times 0,1256$$

$$= 0,3571 \text{ kNm'}$$

Dipilih $M_{2,U}$ yang terbesar, yaitu 0,3571 kNm'

Cek Tegangan Profil C

Digunakan profil C 150x65x20 dengan tebal 2 mm

$$I_3 = I_y = 2.180.000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 360.000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 29.100 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 8.300 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_{3,U}}{\theta W_3} + \frac{M_{2,U}}{\theta W_2} \leq f_y \\ &= \frac{4,2105}{0,9 \times 29.100} + \frac{0,3571}{0,9 \times 8.300} = 208,5679 \text{ MPa} \leq f_y = 240 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dikarenakan $208,5679 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$, maka tegangan profil C aman.

Cek Defleksi Gording

$$E = 2000000 \text{ MPa}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \times \frac{1,7768 \cos 25,5 (3500)^4}{200000 \times 2.180.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos 25,5 (3500)^3}{200.000 \times 2.180.000} = 7,1889 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{1,7768 \sin 25,5}{200000 \times 360.000} \times \left(\frac{3500}{2}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cos 25,5}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{3500}{2}\right)^3 \\ &= 0,2616 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L \\ &= \sqrt{0,2616^2 + 7,1889^2} = 7,1937 \text{ mm} \leq \frac{1}{240} \times 3500 \\ &= 14,5833 \text{ mm (aman)} \end{aligned}$$

Rencanan Sag-rod

Jumlah gording (n) dibawah nok sejumlah 5, sehingga gaya sag-rod sebagai berikut.

$$\begin{aligned} F_{t,D} &= n \left(\frac{L}{2} \times q \times \sin \alpha\right) \\ &= 5 \left(\frac{3,5}{2} \times 1,7768 \times \sin 25,5\right) \\ &= 4,4621 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{t,L} &= \left(\frac{n}{2}\right) \times P \times \sin \alpha \\
 &= \left(\frac{5}{2}\right) \times 1 \times \sin 25,5 \\
 &= 1,0763 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned}
 F_{t,U} &= 1,4F_{t,D} \\
 &= 1,4 \times 4,4621 \\
 &= 6,2468 \text{ kN} \\
 F_{t,U} &= 1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L} \\
 &= 1,2 \times 4,4621 + 1,6 \times 1,0763 \\
 &= 7,0766 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih nilai yang terbesar, yaitu $F_{t,U} = 7,0766 \text{ kN}$

Luas Batang Sag-rod yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}
 A_{sr} &= \frac{F_t \cdot 10^3}{\phi F_y} \\
 &= \frac{7,0766 \cdot 10^3}{0,9 \times 240} \\
 &= 32,7621 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rencana Beban Kuda-Kuda

- **Beban P1**

Berat sendiri kuda-kuda	$= \frac{2}{2} \times 0,5$	$= 0,5 \text{ kN}$
Berat gording	$= 3,5 \times 0,0696$	$= 0,2436 \text{ kN}$
Berat atap	$= \frac{\left(\frac{2}{2}+1\right)}{\cos 25,5} \times 3,5 \times 1,3572$	$= 10,526 \text{ kN}$
Berat plafond	$= \left(\frac{2}{2} + 1\right) \times 3,5 \times 1,3572$	$= 2,45 \text{ kN}$
	Berat P1	$= 13,7195 \text{ kN}$

- **Beban P2**

Berat sendiri kuda-kuda	$= 2 \times 0,5$	$= 1 \text{ kN}$
Berat gording	$= 1,75 \times 0,0696$	$= 0,1218 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{Berat atap} &= \frac{2}{\cos 25,5} \times 3,5 \times 1,3572 = 10,526 \text{ kN} \\ \text{Berat plafond} &= 2 \times 3,5 \times 0,35 = 2,45 \text{ kN} \\ \text{Berat P2} &= 14,0977 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Beban P3**

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri kuda-kuda} &= 2 \times 0,5 = 1 \text{ kN} \\ \text{Berat gording} &= 2 \times 3,5 \times 0,0696 = 0,4872 \text{ kN} \\ \text{Berat atap} &= \frac{2}{\cos 25,5} \times 3,5 \times 1,3572 = 10,526 \text{ kN} \\ \text{Berat plafond} &= 2 \times 3,5 \times 0,35 = 2,45 \text{ kN} \\ \text{Berat P3} &= 14,4631 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Beban Angin**

$$\begin{aligned} C_{ti} &= 0,3 \\ C_{is} &= -0,6 \\ Q_w &= 0,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W1} &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{\left(\frac{2}{2}+1\right)}{\cos 30} \times 0,3 \times 3,5 \times 0,25 \\ &= 0,6062 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W2} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{2}{\cos 30} \times 0,3 \times 1 \times 0,25 \\ &= 0,6062 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W3} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{2}{\cos 30} \times 0,3 \times 1 \times 0,25 \\ &= 0,3031 \text{ kN} \end{aligned}$$

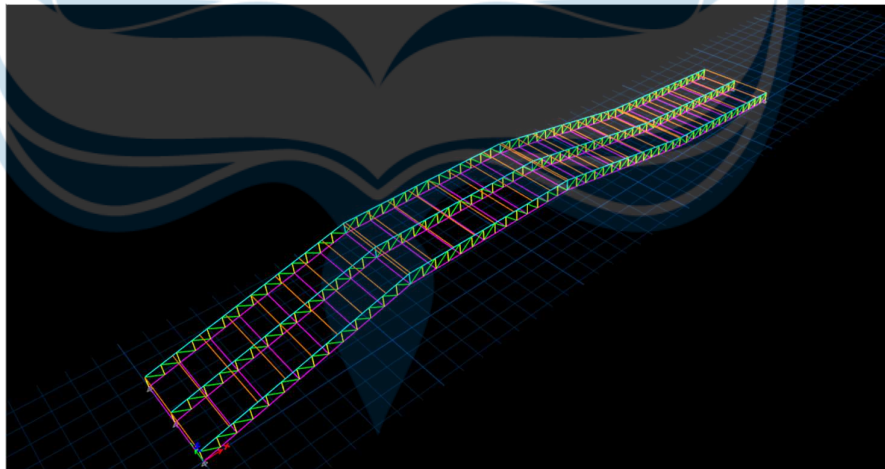
$$\begin{aligned} \text{Beban W4} &= \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{2}{\cos 30} \times (-0,6) \times 1 \times 0,25 \\ &= -0,6062 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban W5} &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{2}{\cos 30} \times (-0,6) \times 1 \times 0,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= -1,2124 \text{ kN} \\
 \text{Beban } W6 &= \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L_1 \times Q_w \\
 &= \frac{\left(\frac{2}{2}+1\right)}{\cos 30} \times (-0,6) \times 1 \times 0,25 \\
 &= -1,2124 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.5.2. Perencanaan Elemen Kuda-Kuda

Perencanaan elemen kuda-kuda pada perancangan atap Pusat Seni Pertunjukan Karawitan menggunakan bantuan aplikasi ETABS untuk mengecek keruntuhan dan memperoleh output gaya tekan dan gaya tarik yang dimiliki oleh setiap batang. Bagian atap yang akan dianalisis, digambarkan pada ETABS. Lalu, beban-beban yang telah dihitung dimasukkan kedalam ETABS sesuai dengan *joint*-nya. Masukkan spesifikasi baja dalam ETABS dan bentuk kuda-kuda bisa digambarkan.



Gambar 2. 17 Pemodelan Atap pada ETABS 2020

Apabila batang pada baja dalam ETABS tidak menunjukkan indikasi keruntuhan, elemen kuda-kuda dari jenis baja dan model kuda-kuda bisa dipakai untuk perancangan atap. Setelah memastikan tidak adanya indikasi keruntuhan, gaya dalam kuda-kuda pada atap diexport menjadi table, lalu disortir. Gaya batang tekan dan tarik terbesar untuk batang interior dan

eksterior dipilih untuk mengecek penampang langsing, non-langsing, tekuk lentur, tekuk torsi, dan tekuk lentur torsi.

Tabel 2. 5 Rekapitulasi Gaya Dalam Atap dari ETABS20

Bentang	Profil Bentang	Jenis Bentang	Panjang	Kombinasi	P (kN)
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 207,335
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0,86452	1.4DL	- 207,296
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,72905	1.4DL	- 207,258
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 174,302
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,15104	1.4DL	- 174,251
7	2L70x70x9x11	Eksterior	2,30209	1.4DL	- 174,199
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 138,955
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,34536	1.4DL	- 138,874
7	2L70x70x9x11	Eksterior	2,69072	1.4DL	- 138,793
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 112,433
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,34536	1.4DL	- 112,352
7	2L70x70x9x11	Eksterior	2,69072	1.4DL	- 112,271
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 207,335
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0,86452	1.4DL	- 207,296
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,72905	1.4DL	- 207,258
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 174,302
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,15104	1.4DL	- 174,251
7	2L70x70x9x11	Eksterior	2,30209	1.4DL	- 174,199
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 138,955
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,34536	1.4DL	- 138,874
7	2L70x70x9x11	Eksterior	2,69072	1.4DL	- 138,793
7	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	- 112,433
7	2L70x70x9x11	Eksterior	1,34536	1.4DL	- 112,352

Tabel 2. 6 Lanjutan Rekapitulasi Gaya Dalam Atap dari ETABS20

7	2L70x70x9x11	Eksterior	2,69072	1.4DL	-112,271
7	2L70x70x6x9	Interior	5,65	1.4DL	60,749
7	2L70x70x6x9	Interior	2,825	1.4DL	60,967
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	61,184
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	-63,235
7	2L70x70x6x9	Interior	2,00016	1.4DL	-63,087
7	2L70x70x6x9	Interior	4,00031	1.4DL	-62,94
7	2L70x70x6x9	Interior	3,8	1.4DL	48,417
7	2L70x70x6x9	Interior	1,9	1.4DL	48,565
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	48,712
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	-68,188
7	2L70x70x6x9	Interior	1,41421	1.4DL	-68,11
7	2L70x70x6x9	Interior	2,82843	1.4DL	-68,032
7	2L70x70x6x9	Interior	2	1.4DL	12,499
7	2L70x70x6x9	Interior	1	1.4DL	12,576
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	12,654
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	-31,003
7	2L70x70x6x9	Interior	1,08853	1.4DL	-30,97
7	2L70x70x6x9	Interior	2,17706	1.4DL	-30,936
7	2L70x70x6x9	Interior	0,86	1.4DL	0,158
7	2L70x70x6x9	Interior	0,43	1.4DL	0,191
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	0,224
7	2L70x70x6x9	Interior	5,65	1.4DL	60,749
7	2L70x70x6x9	Interior	2,825	1.4DL	60,967
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	61,184
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	-63,235
7	2L70x70x6x9	Interior	2,00016	1.4DL	-63,087
7	2L70x70x6x9	Interior	4,00031	1.4DL	-62,94

Tabel 2. 7 Lanjutan Rekapitulasi Gaya Dalam Atap dari ETABS20

7	2L70x70x6x9	Interior	3,8	1.4DL	48,417
7	2L70x70x6x9	Interior	1,9	1.4DL	48,565
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	48,712
7	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	-68,188
7	2L70x70x6x9	Interior	1,41421	1.4DL	-68,11
1	2L70x70x6x9	Interior	2,82843	1.4DL	-68,032
1	2L70x70x6x9	Interior	2	1.4DL	12,499
1	2L70x70x6x9	Interior	1	1.4DL	12,576
1	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	12,654
1	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	-31,003
1	2L70x70x6x9	Interior	1,08853	1.4DL	-30,97
1	2L70x70x6x9	Interior	2,17706	1.4DL	-30,936
1	2L70x70x6x9	Interior	0,86	1.4DL	0,158
1	2L70x70x6x9	Interior	0,43	1.4DL	0,191
1	2L70x70x6x9	Interior	0	1.4DL	0,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,5	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,5	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,5	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,5	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	2	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,5	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,5	1.4DL	151,385

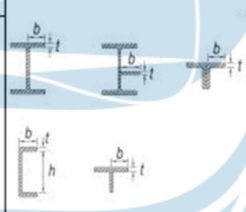
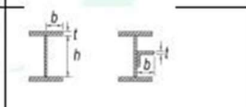
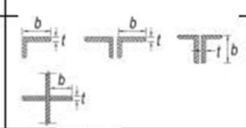
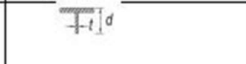
Tabel 2. 8 Tabel 2. 7 Lanjutan Rekapitulasi Gaya Dalam Atap dari ETABS20

1	2L70x70x9x11	Eksterior	2	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,41667	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,83333	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,25	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	75,418
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,5	1.4DL	75,418
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1	1.4DL	75,418
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,5	1.4DL	75,418
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,41667	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,83333	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,25	1.4DL	103,224
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,5	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,5	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	2	1.4DL	151,385
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,5	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,5	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	2	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	0,5	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1	1.4DL	179,836
1	2L70x70x9x11	Eksterior	1,5	1.4DL	179,836

Menurut SNI 1729:2015 pasal B.4, penampang struktur diklasifikasikan berdasarkan rasio tebal terhadap lebar dari masing-masing elemennya. Berdasarkan komponen struktur tekanan, penampang dibedakan menjadi penampang langsing dan non-langsing. Penampang dikatakan penampang non-langsing jika rasio tebal terhadap lebar dari elemen tekan tidak lebih dari nilai λ_r . Sebuah penampang dikatakan penampang langsing jika rasio tebal terhadap lebar melebihi λ_r .

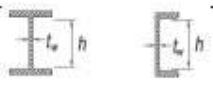




Pada pemeriksaan tekuk lentur ini, harus memenuhi batasan rasio tebal terhadap tebal sesuai dengan ketentuan pada SNI 1729:2015 Tabel B4.1a tentang Rasio Tebal-terhadap-Lebar: Elemen Tekan Komponen Struktur yang menahan Tekan Aksial.

Tabel 2. 9 Batasan Rasio Tebal-terhadap-Lebar Komponen Struktur

Kasus	Deskripsi elemen	Rasio tebal-terhadap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh	
Elemen tanpa pengaku	1	Sayap dari Profil I canal panas, pelat yang diproyeksikan dari profil I canal panas; kaki berdiri bebas dari sepasang siku disambung dengan kontak menerus, sayap dari kanal, dan sayap dari T	bt	$0,56\sqrt{E/F_y}$	
	2	Sayap dari profil I tersusun dan pelat atau kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	bt	$0,64\sqrt{\frac{K_c E}{F_y}}$	
	3	Kaki dari siku tunggal, kaki dari siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tak-diperkaku lainnya	bt	$0,45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	stem dari T	bt	$0,75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Sumber: SNI 1729:2015 Tabel B4.1a tentang Rasio Tebal-terhadap-Lebar: Elemen Tekan Komponen Struktur yang menahan Tekan Aksial








Tabel 2. 10 Batasan Rasio Tebal-terhadap-Lebar Komponen Struktur
(lanjutan)

	Kasus	Deskripsi elemen	Rasio tebal-terhadap-lebar	Batasan rasio tebal-terhadap-lebar	Contoh
Elemen yang diperkaku	5	badan dari profil I simetris ganda dan kanal	bt	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	dinding PSB persegi dan boks dari ketebalan merata	bt	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Pelat penutup sayap dan pelat diafragma antara deretan sarana penyambung atau las	bt	$1,40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Semua elemen diperkaku lainnya	bt	$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	PSB bulat	Dt	$0,11 \frac{E}{F_y}$	

Sumber: SNI 1729:2015 Tabel B4.1a tentang Rasio Tebal-terhadap- Lebar: Elemen Tekan Komponen Struktur yang menahan Tekan Aksial

Setelah penampang langsung dan non-langsing dicek, panjang tekuk dihitung untuk memperoleh panjang efektif pada kolom tersebut. Panjang efektif suatu kolom adalah jarak diantara dua titik pada kolom yang mempunyai momen sama dengan nol. Panjang efektif juga bisa diartikan sebagai jarak di antara dua titik belok dari kelengkungan kolom. Untuk memperoleh panjang efektif dari kolom tersebut, panjang komponen struktur yang digunakan harus dikalikan faktor panjang tekuk (k). Perhitungan ini termasuk ke dalam perhitungan kelangsingan komponen struktur tekan ($\lambda = \frac{L}{r}$).

Nilai k dapat diperoleh dari SNI 03-1729-2000. Nilai ini bergantung pada kekangan rotasi dan translasi di ujung-ujung komponen struktur. Untuk komponen struktur tak bergoyang, kekangan translasi ujungnya dianggap tak hingga. Untuk komponen struktur bergoyang, kekangan translasi ujungnya dianggap nol. Nilai-nilai k lainnya dengan ujung-ujung ideal ditunjukkan pada tabel berikut.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk						
Nilai k , teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k , yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung						

Gambar 2. 18 Nilai k untuk kolom dengan ujung-ujung ideal

(Sumber: SNI 1729:2002, Gambar 7.6-1)

Setelah perhitungan panjang tekuk, komponen struktur selanjutnya diidentifikasi beberapa potensi tekuk yang mungkin terjadi. Potensi tekuk ini terjadi jika sebuah komponen struktur tekan dibebani beban aksial tekan sehingga terjadi tekuk terhadap keseluruhan elemen tersebut (bukan tekuk lokal).

Tiga macam potensi tekuk yang mungkin terjadi sebagai berikut.

1. Tekuk lentur, yaitu tekuk yang bisa terjadi pada semua penampang.
2. Tekuk torsi, yaitu tekuk yang hanya terjadi pada elemen-elemen yang langsing dengan sumbu simetri ganda. Contoh: penampang *cruciform*.

3. Tekuk lentur torsi, yaitu tekuk yang bisa terjadi pada penampang-penampang yang memiliki satu sumbu simetri. Contoh: profil kanal, T, siku ganda, siku tunggal sama kaki, dll. Namun, tekuk ini juga bisa terjadi pada penampang-penampang tanpa sumbu simetri seperti profil siku tunggal tak sama kaki dan profil Z.

Berikut adalah perhitungan untuk desain elemen kuda-kuda.

Profil batang 2L 70x70x6x9 dengan $T_p = 9 \text{ mm}$

$$A = 3848,3 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 74200 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 166300 \text{ mm}^4$$

$$i_x = 21,4 \text{ mm}$$

$$i_y = 32 \text{ mm}$$

$$C_x = 14,64 \text{ mm}$$

$$C_y = 22,32 \text{ mm}$$

$$T_p = 9 \text{ mm}$$

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

Properti Profil Bangunan

$$A_g = 2 \times 38,43,3 \\ = 7696,6 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 74200 \\ = 148400 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_y + A_g \left(C_y + \frac{T_p}{2} \right)^2) \\ = (166300 + 7696,6 \left(22,32 + \frac{9}{2} \right)^2) \\ = 2985869 \text{ mm}^4$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{xg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{148400}{7696,6}} = 8,5 \text{ mm}$$

$$r_{xg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{2985869}{7696,6}} = 4 \text{ mm}$$

$$x_0 = 0$$

$$\begin{aligned}
 y_0 &= C_y - t/2 = 22,32 - 6/2 = 19,32 \text{ mm} \\
 r_0 &= 780,4902 \text{ mm}^2 \\
 H &= 0,5218 \\
 J &= 3958,33 \text{ mm}^3 \\
 G &= 77200 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Rencana gaya batang tekan

- Pemeriksaan tekan lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{70}{9} = 7,777 \approx 8$$

$$\lambda r = 0,45 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \times \sqrt{\frac{2000000}{240}} = 12,9904$$

Karena $\lambda = 8 < \lambda r = 12,9904$ maka pemampang non-langsing.

- Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 101,58}{8,5} = 11,9506$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(11,9505)^2} = 13807,362 \text{ MPa}$$

$$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,9660$$

Karena $\frac{KL}{r_x} = 11,9506 < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,9660$ sehingga F_{cr} diambil

$$\text{dari persamaan } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{13807,362}\right] 240 = 238,2603$$

MPa

- Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi

$$a = 101,58 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{101,58}{8,5} = 11,9506 > 40 \text{ maka digunakan } (KL/r)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{Kia}{r_i}\right)^2} = \sqrt{(11,9506)^2 + (11,9506)^2} = 14,6364$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 14,6364 < 135,9660$ maka menggunakan persamaan

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(14,6364)^2} = 9204,9083 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{9204,9083}\right] 240 = 237,3951 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0} = \frac{77200 \times 3958,33}{7696,6 \times 780,4902} = 50,8701 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times F_{cry} \times F_{crz} \times H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] \\ &= \left(\frac{237,3951 + 50,8701}{2(0,5218)}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 237,3951 \times 50,8701 \times 0,5218}{(237,3951 + 50,8701)^2}}\right] \\ &= 102,2063 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Kuat tekan desain

$$F_{cr} = 238,2603 \text{ MPa} \quad (\text{pemeriksaan tekuk lentur})$$

$$F_{cr} = 102,2063 \text{ MPa} \quad (\text{pemeriksaan tekuk lentur torsi})$$

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil, yaitu $F_{cr} = 102,2063 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 F_{cr} A_g = 0,9 \times 102,2063 \times 7696,6 = 707,977 \text{ kN}$$

Karena $\phi_c P_n < \text{ gaya tekan maksimum} = 178,1447 \text{ kN}$ (aman)

Rencana gaya batang Tarik

- Kondisi leleh Tarik

$$P_n = f_y \times A_g = 240 \times 7696,6 = 1847,184 \text{ kN}$$

- Perhitungan kelangsingan batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1042,6}{8,5} = 122,6588 < 300 \text{ (aman)}$$

- Pemeriksaan leleh Tarik

$$\phi P_n = 240 \times 7696,6 = 1847,184 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 1847,184 \text{ kN} > P_u = 100,426 \text{ kN} \text{ (aman)}$$

2.5.3. Perencanaan Sambungan Kuda-Kuda

Perencanaan sambungan kuda-kuda digunakan sambungan baut dengan keterangan sebagai berikut:

- F_y = 240 MPa
- F_u = 370 MPa
- Gaya tarik = 100,426 kN

•

Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto

$$\begin{aligned}
 A_g &= 6 \times 100,426 = 602,556 \text{ mm}^2 \\
 \phi P_n &= 0,9F_y A_g \\
 &= 0,9 \times 240 \times 602,556 \\
 &= 130,152 \text{ kN} > 100,426 \text{ kN (aman)}
 \end{aligned}$$

Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang netto

$$\begin{aligned}
 A_n &= [100,426 - 2(22 + 2)] \times 6 \\
 &= 314,556 \text{ mm}^2 \\
 \text{Max } A_n &= 0,85 A_g = 0,85 \times 602,556 = 512,173 \text{ mm}^2 \\
 A_e = A_n &= 314,556 \text{ mm}^2 \\
 \phi P_n &= 0,75F_u A_e \\
 &= 0,75 \times 370 \times 314,556 \\
 &= 142,128 \text{ kN} > 100,426 \text{ kN (aman)}
 \end{aligned}$$

Kekuatan tumpuan baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2,4 d t F_u \\
 &= 2,4 \times 20 \times 6 \times 370 \\
 &= 106,56 \text{ kN} \\
 \phi R_n &= 0,75 \times 106,56 = 72,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_n v A_b \\
 &= 457 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 20^2\right) \times 2 \\
 &= 286,996 \text{ kN} \\
 \phi R_n &= 0,75 \times 286,996 = 215,247 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipilih nilai ϕR_n yang terkecil, yaitu $\phi R_n = 72,92 \text{ kN}$

Perhitungan jumlah baut

$$n = \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{130,152}{72,92} = 1,628 \text{ dibulatkan menjadi 2 baut.}$$

Bearing derofmation strength

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 dt F_u \\ &= 2,4 \times \left(\frac{3}{4}\right) \times \left(\frac{1}{2}\right) \times 370 \\ &= 1481,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tear out strength baut luar

$$\begin{aligned} h &= \left(\frac{3}{4}\right) + \left(\frac{1}{16}\right) = 20,638 \text{ mm} \\ L_{c1} &= 1,25 - \frac{h}{2} = 1,25 - \frac{20,638}{2} = 21,43 \text{ mm} \\ L_{c2} &= 2 - h = 2 - 20,638 = 30,163 \text{ mm} \\ R_{n1} &= 1,2 \times L_{c1} \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 21,43 \times \frac{1}{2} \times 370 \\ &= 833,21 \text{ kN} \\ R_{n2} &= 1,2 \times L_{c2} \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 30,163 \times \frac{1}{2} \times 370 \\ &= 1172,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bearing deformation strength batang tarik

$$\begin{aligned} R_n &= 2 \times R_{n1} + 2 \times R_{n2} \\ &= 2 \times 833,21 + 2 \times 1172,66 \\ &= 4629,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bearing deformation strength pada plat buhul

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times \frac{3}{4} \times \frac{3}{8} \times 370 \\ &= 1110,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tear out strength baut luar

$$\begin{aligned}
 h &= \left(\frac{3}{4}\right) + \left(\frac{1}{16}\right) = 20,638 \text{ mm} \\
 L_c &= 2 - \frac{h}{2} = 2 - \frac{20,638}{2} = 40,481 \text{ mm} \\
 R_n &= 1,2 \times L_c \times t \times F_u \\
 &= 1,2 \times 40,481 \times \frac{3}{8} \times 370 \\
 &= 1180,38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tear out strength baut dalam

$$\begin{aligned}
 L_c &= 2 - \frac{13}{16} = 30,163 \text{ mm} \\
 R_n &= 1,2 \times L_c \times t \times F_u \\
 &= 1,2 \times 30,163 \times \frac{3}{8} \times 370 \\
 &= 879,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Bearing strength plat buhul

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2 \times R_{n_{\text{baut luar}}} + 2 \times R_{n_{\text{baut dalam}}} \\
 &= 2 \times 1180,38 + 2 \times 879,5 \\
 &= 4119,76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Diambil R_n yang terkecil, yaitu 1110,94 kN

$$\phi R_n = 0,75 \times 1110,94 = 833,205 \text{ kN}$$

$$R_n = 1,2 \times 20 \times 1,6 \times 6 = 33,6 \text{ kN (aman)}$$

Block shear

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= t + \text{panjang kotor permukaan geser} \\
 &= 5 \times 3,25 \\
 &= 10482,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= t + \text{panjang bersih permukaan geser} \\
 &= 0,5 \times (3,25 - 3 \times \left(\frac{3}{4} + \frac{1}{8}\right)) \\
 &= 201,613 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{nt} = t + \text{panjang bersih permukaan geser}$$

$$= \frac{3}{8} \times (3,25 - 1 \times (\frac{3}{4} + \frac{1}{8}))$$

$$= 332,6638 \text{ mm}^2$$

$$R_n = 0,6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bt} \times F_u \times A_{nt}$$

$$= 0,6 \times 370 \times 201,613 + 1 \times 370 \times 332,6628$$

$$= 1157,23 \text{ kN}$$

Batas atas kekuatan block shear

$$R_n < R_n \text{ max} = 0,6 \times 240 \times 10483,9 + 1 \times 370 \times 332,662811257,47$$

$$\text{kN}$$

Maka kekuatan block shear adalah $R_n = 1157,23 \text{ kN}$

Kuat rencana

$$\phi R_n = 0,75 \times 1157,23 = 867,923 \text{ kN}$$

2.6. Perancangan Balok

2.6.1. Perancangan Balok Anak

Diketahui:

$$\text{Dimensi balok anak} = 250 \times 500 \text{ (mm)}$$

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

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

$$f_y \text{ tulangan Sengkang} = 280 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Sengkang} = 8 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 8 - \frac{25}{2} = 439,5 \text{ mm}$$

$$\beta = 0,85$$

$$M_u \text{ tumpuan} = 227,0774 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ lapangan} = 90,5562 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ tumpuan} = 41,3241 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ lapangan} = 80,2305 \text{ kN}$$

1. Tulangan longitudinal tumpuan ($M_u = 227,0774$)

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

$$= 439,5 - \sqrt{439,5^2 - \frac{2227,0774}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 250}}$$

$$= 126,17 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{126,17}{0,85} = 148,44 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 439,5 = 164,81 \text{ mm}$$

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

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{227,0774 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times (439,5 - \frac{227,0774}{2})}$$

$$= 1842,961 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1842,961}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} = 3,756 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

Digunakan 4D25

Cek terhadap A_s min dan A_s max:

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 439,5 = 366,25 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$, maka digunakan $A_s \text{ perlu} = 1842,961 \text{ mm}^2$

$$A_s \text{ max} = \frac{0,36 \beta_1 f' c b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 250 \times 439,5}{420} = 2001,295 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ max}$, maka digunakan $A_s \text{ perlu} = 1842,961 \text{ mm}^2$

2. Tulangan longitudinal lapangan ($M_u = 90,5562 \text{ kN}$)

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

$$= 439,5 - \sqrt{439,5^2 - \frac{2 \times 90,5562 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 250}}$$

$$= 45,44 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45,44}{0,85} = 53,46 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375 d = 0,375 \times 439,5 = 164,81 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{90,5562 \times 10^6}{0,9 \times 420 \times \left(439,5 - \frac{45,44}{2}\right)} \\ &= 580,3898 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{580,3898}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} = 1,183 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan 2D25

Cek terhadap As min dan As max:

$$\text{As min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 250 \times 439,5 = 366,25 \text{ mm}^2$$

As perlu > As min, maka digunakan As perlu = 580,3898 mm²

$$\text{As max} = \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 250 \times 439,5}{420} = 2001,295 \text{ mm}^2$$

As perlu < As max, maka digunakan As perlu = 580,3898 mm²

3. Tulangan geser tumpuan ($V_u = 82,2848 \text{ kN}$)

Kekuatan geser beton (V_c)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 250 \times 439,5 \\ &= 70,045 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daerah tumpuan karena $V_u > \phi V_c$, maka perlu tulangan geser

Syarat : $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$

Bagian yang harus didukung tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 12,2398 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{12,2398}{0,75} = 16,3197 \text{ kN}$$

Memeriksa Batasan dimensi penampang

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$16,3197 \leq 0,66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 439,5 = 362587,5 \text{ (OK)}$$

Menghitung spasi sengkang

$$s = \frac{A_v f_y t d}{V_s} = \frac{2 \times 78,54 \times 280 \times 0,85}{16,3197} = 118,4474 \text{ mm}$$

Cek spasi sengkang di daerah tumpuan

$$0,33 \sqrt{f'_c} b_w d = 0,33 \sqrt{25} \times 250 \times 439,5 = 181,294 \text{ kN}$$

Karena $V_s = 16,3197 \text{ kN} \leq 181,294 \text{ kN}$

maka syarat: $s = 118,4474 \text{ mm} \leq \frac{d}{2} =$

219,75 mm atau 600 mm (OK)

Ditetapkan sengkang 2D8-100

4. Tulangan geser lapangan ($V_u = 20,2447 \text{ kN}$)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 250 \times 439,5 \\ &= 70,045 \text{ kN}\end{aligned}$$

Daerah tumpuan karena $V_u > \phi V_c$, maka perlu tulangan geser

Syarat: $\phi(V_c + V_s) \geq V_u$

Bagian yang harus didukung tulangan geser

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u \text{ lapangan} - \phi V_c \\ &= 20,2447 - 70,045 \\ &= 10,185 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_s = 10,185 / 0,75 = 13,5803 \text{ kN}$$

Memeriksa Batasan dimensi penampang

$$V_s \leq 0,66 \sqrt{f'c} b w d$$

$$13,5803 \leq 0,66 \times \sqrt{25} \times 250 \times 439,5 = 362587,5 \text{ (OK)}$$

Menghitung spasi sengkang

$$s = \frac{A_v f_y t d}{V_s} = \frac{2 \times 78,54 \times 280 \times 0,85}{13,5803} = 142,3805 \text{ mm}$$

Cek spasi sengkang di daerah lapangan

$$0,33 \sqrt{f'c} b_w d = 0,33 \sqrt{25} \times 250 \times 439,5 = 181,294 \text{ kN}$$

Karena $V_s = 13,5803 \text{ kN} \leq 181,294 \text{ kN}$

maka syarat: $s = 142,3805 \text{ mm} \leq \frac{d}{2} =$

219,75 mm atau 600 mm (OK)

Ditetapkan sengkang 2D8-150

2.6.2. Perancangan Balok Induk

Diketahui:

Balok induk bentang	= 4200 mm
Mutu beton	= 25 MPa
Mutu tulangan lentur (f_y)	= 420 MPa
Mutu tulangan geser (f_{ys})	= 280 MPa
Balok	= 350 x 600 (mm)
Kolom	= 700 x 700 (mm)
Diameter tulangan lentur	= 25 mm
Diameter tulangan geser	= 10 mm
Selimit beton	= 40 mm
b	= 350 mm
h	= 500 mm
h min.	= 227,027 mm
Panjang bentang bersih (l_n)	= $4200 - \frac{700}{2} - \frac{700}{2} = 3500$ mm
$\phi = 0,9; \beta = 0,85$	
V_u tumpuan	= 39,5316 kNm
V_u lapangan	= 150,371 kNm
V_g (ETABS)	= 99,224 kNm
M_u (+) tumpuan	= 176,405 kNm
M_u (-) tumpuan	= -105,4522 kNm
M_u (+) lapangan	= 219,052 kNm
M_u (-) lapangan	= -201,163 kNm

1. Tumpuan negatif

$$M_u (-) \text{ tumpuan} = 105,4522$$

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2 M_{npertu}}{0,85 \phi f'c b}\right)} \\
 &= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \left(\frac{2 \times 105,452 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 350}\right)} \\
 &= 30,1554 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30,1554}{0,85} = 35,4769 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 0,375 \times 537,5 = 201,563 \text{ mm}$$

Digunakan $\phi = 0,9$

Cek regangan tulangan

$$\begin{aligned} \epsilon_s = \epsilon_t &= 0,003 \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \frac{537,5-35,477}{35,477} \\ &= 0,042 \end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s \geq 0,005$ maka direncanakan terkendali tarik

Menghitung kebutuhan tulangan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 534,001 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{534,001}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\ &= 1,0879 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan 2D25

Cek terhadap As min dan As max:

$$\text{As pakai} = 981,7477 \text{ mm}^2$$

As pakai \geq As perlu (OK)

$$\begin{aligned} \text{As min 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} \times 537,5 \times 350 \\ &= 559,8958 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min 2} &= \frac{1,4}{420} \times 537,5 \times 350 \\ &= 627,0833 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As pakai \geq As min 2 (OK)

$$\begin{aligned} \text{As max} &= 0,025 \times 350 \times 537,5 \\ &= 4703,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As pakai \leq As max (OK)

2. Tumpuan positif

$$\text{Mu (+) tumpuan} = 176,4054 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2 M_{\text{perlu}}}{0,85 \phi f'c b} \right)}$$

$$= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \left(\frac{2 \times 176,4054 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 350}\right)}$$

$$= 51,4972 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51,4972}{0,85}$$

$$= 60,585 \text{ mm}$$

$$c_{\text{max}} = 0,375 \times 537,5 = 201,563 \text{ mm}$$

Digunakan $\phi = 0,9$

Cek regangan tulangan

$$\begin{aligned} \epsilon_s = \epsilon_t &= 0,003 \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \frac{537,5-51,4972}{51,4972} \\ &= 0,024 \end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s \geq 0,005$ maka direncanakan terkendali tarik

Menghitung kebutuhan tulangan

$$A_s \text{ perlu} = 911,929 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{911,929}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\ &= 1,8578 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan 2D25

Cek terhadap A_s min dan A_s max:

$$A_s \text{ pakai} = 981,7477 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu}$ (OK)

$$\begin{aligned} A_s \text{ min 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} \times 537,5 \times 350 \\ &= 559,8958 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min 2} &= \frac{1,4}{420} \times 537,5 \times 350 \\ &= 627,0833 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ min 2}$ (OK)

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= 0,025 \times 350 \times 537,5 \\ &= 4703,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_s \text{ pakai} \leq A_s \text{ max}$ (OK)

3. Lapangan negatif

$$\text{Mu (-) lapangan} = 201,163 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2 M_{\text{perlu}}}{0,85 \phi f'c b}\right)} \\ &= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \left(\frac{2 \times 201,163 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 350}\right)} \\ &= 59,168 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{59,168}{0,85} = 69,609 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_{\text{max}} &= 0,375 \times 537,5 \\ &= 201,563 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan $\phi = 0,9$

Cek regangan tulangan

$$\begin{aligned} \epsilon_s = \epsilon_t &= 0,003 \frac{d-c}{c} \\ &= 0,003 \frac{537,5 - 69,609}{69,609} \\ &= 0,020 \end{aligned}$$

Karena $\epsilon_s \geq 0,005$ maka direncanakan terkendali tarik

Menghitung kebutuhan tulangan

$$A_s \text{ perlu} = 1047,77 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{1047,77}{0,25 \times \pi \times 25^2} \\ &= 2,1345 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan 3D25

Cek terhadap A_s min dan A_s max:

$$A_s \text{ pakai} = 1472,62 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} \geq A_s \text{ perlu (OK)}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} \times 537,5 \times 350 \\ &= 559,8958 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min 2} = \frac{1,4}{420} \times 537,5 \times 350$$

$$= 627,0833 \text{ mm}^2$$

As pakai \geq As min 2 (OK)

$$\text{As max} = 0,025 \times 350 \times 537,5$$

$$= 4703,125 \text{ mm}^2$$

As pakai \leq As max (OK)

4. Lapangan positif

$$\text{Mu (+) lapangan} = 219,052 \text{ kNm}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2 M_{\text{perlu}}}{0,85 \phi f' c b}\right)}$$

$$= 537,5 - \sqrt{537,5^2 - \left(\frac{2 \times 219,052 \times 10^6}{0,85 \times 0,9 \times 25 \times 350}\right)}$$

$$= 64,788 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{64,788}{0,85}$$

$$= 76,221 \text{ mm}$$

$$c \text{ max} = 0,375 \times 537,5$$

$$= 201,563 \text{ mm}$$

Digunakan $\phi = 0,9$

Cek regangan tulangan

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

$$= 0,003 \frac{537,5 - 76,221}{76,221}$$

$$= 0,018$$

Karena $\epsilon_s \geq 0,005$ maka direncanakan terkendali tarik

Menghitung kebutuhan tulangan

$$\text{As perlu} = 1147,29 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1147,29}{0,25 \times \pi \times 25^2}$$

$$= 2,337 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan 3D25

Cek terhadap As min dan As max:

$$\text{As pakai} = 1472,62 \text{ mm}^2$$

$$\text{As pakai} \geq \text{As perlu (OK)}$$

$$\begin{aligned} \text{As min 1} &= \frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} \times 537,5 \times 350 \\ &= 559,8958 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min 2} &= \frac{1,4}{420} \times 537,5 \times 350 \\ &= 627,0833 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} \geq \text{As min 2 (OK)}$$

$$\begin{aligned} \text{As max} &= 0,025 \times 350 \times 537,5 \\ &= 4703,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} \leq \text{As max (OK)}$$

MPr (-) ujung kiri

$$\begin{aligned} a &= \frac{981,75 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} \\ &= 69,2998 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MPr} &= 981,75(1,25 \times 420) \left(537,5 - \frac{138,599769,2998}{2} \right) \\ &= 259,1778 \text{ kNm} \end{aligned}$$

MPr (+) ujung kanan

$$\begin{aligned} a &= \frac{981,75 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 25 \times 350} \\ &= 69,2998 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{MPr} &= 981,75(1,25 \times 420) \left(537,5 - \frac{69,2998}{2} \right) \\ &= 259,1778 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi

$$\text{VG} = 99,224 \text{ kN}$$

Gaya geser desain

$$\text{Ve} = 148,1016 \text{ kN}$$

Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$\text{VE1} = 358,4018 \text{ kN}$$

$$\text{VE2} = 159,9538 \text{ kN}$$

$$\text{Ve tumpuan} = 358,4018 \text{ kN}$$

$$V_e \text{ lapangan} = 358,1389 \text{ kN}$$

Tulangan geser di daerah sendri plastis

$$\begin{aligned} 0,5 V_u &= 0,5 \times 358,4018 \\ &= 179,2009 \text{ kN} > 148,1016 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vc perlu diperhitungkan, maka

$$V_c = 159,9063 \text{ kN}$$

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser Tumpuan

$$V_e \text{ tumpuan} = 358,4018 \text{ kN}$$

$$d = 537,5 \text{ mm}$$

$$V_s = 261,7429 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} = 620,8125 \text{ kN} > V_s = 261,7429 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 2 kaki diameter 10

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

$$S = \frac{157 \times 280 \times 537,5}{261743}$$

$$= 90,2737 \text{ mm}$$

Spasi Sengkang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

$$S = \frac{537,5}{4} = 134,375 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

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

Digunakan 2D10-150

Perhitungan Tulangan Geser Lapangan

$$V_e \text{ lapangan} = 290,3624 \text{ kN}$$

Untuk daerah diluar sendri plastis, beton dianggap berkontribusi menahan geser (V_c) yang terjadi.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 350 \times 537,5 = 159,9063 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max} = 620,8125 \text{ kN} \quad V_s \text{ max} > V_s$$

$$V_s \text{ pakai} = 181,6966 \text{ kN}$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 10

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

$$S = \frac{157 \times 280 \times 537,5}{181697} = 130,0437 \text{ mm}$$

Spasi Senggang pengekok diluar sendi plastis tidak boleh melebihi:

$$S = \frac{537,5}{2} = 268,75 \text{ mm}$$

Digunakan 2D10-200

Tabel 2. 11 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk SRPMK

BALOK INDUK	BENTANG (m)	TULANGAN LONGITUDINAL TUMPUAN				TULANGAN LONGITUDINAL LAPANGAN				TULANGAN GESER TUMPUAN				TULANGAN GESER TUMPUAN					
		3	D	-	25	2	D	-	25	2	D	10	-	150	2	D	10	-	200
BI 1	2,8	3	D	-	25	2	D	-	25	2	D	10	-	150	2	D	10	-	200
BI 2	4,2	2	D	-	25	3	D	-	25	2	D	10	-	150	2	D	10	-	200
BI 3	5	4	D	-	25	3	D	-	25	2	D	10	-	150	2	D	10	-	200
BI 4	7	4	D	-	25	3	D	-	25	2	D	10	-	150	2	D	10	-	200

2.7. Perancangan Kolom

2.7.1. Perancangan Kolom SRPMK

1. Perancangan kolom SRPMK terdiri dari beberapa langkah berikut:

Menentukan dimensi penampang berdasarkan *preliminary design* balok yang sebelumnya telah direncanakan.

2. Menghitung kuat lentur minimum kolom sesuai dengan syarat SNI 2847:2019 Persyaratan ini akan membuat kolom memenuhi syarat *Strong Coloumn-Weak Beam (SCWB)*.

Persamaan yang digunakan adalah

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$

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

3. Merencanakan dan menghitung tulangan lentur atau tulangan longitudinal sesuai dengan SNI 2847:2019.

Menurut SNI 2847:2019, luas tulangan longitudinal Ast tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$.

4. Merencanakan dan menghitung tulangan transversal sesuai SNI 2847:2019.

Daerah sendi plastis kolom (daerah I_0 dari muka hubungan balok-

kolom, dikedua ujungnya) harus menyediakan tulangan transversal yang mencukupi. Panjang I_0 daerah sendi plastis kolom, dipilih yang terbesar dari beberapa spesifikasi berikut.

- a. Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang memiliki potensi leleh lentur.
- b. $\frac{1}{6}$ dari bentang bersih komponen struktur.
- c. 450 mm

Persyaratan lain untuk tulangan transversal yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut.

- a. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral Tunggal atau spiral saling tumpang (overlap), sengkang pengekang bundar atau sengkang pengekang persegi dengan atau tanpa ikat silang.
- b. Setiap tekukan ujung sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- c. Ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih kecil dari diameter sengkang pengekang diizinkan sesuai batasan. Ikat silang yang berurutan harus diselang seling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
- d. Jika digunakan sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang, tulangan transversal tersebut harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal.
- e. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi h_x antara tulangan-tulangan longitudinal disepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350 mm.
- f. Ketika $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70$ MPa pada kolom dengan sengkang pengekang, setiap batang disekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang pengekang ataupun oleh kait gempap, dan nilai h_x tidak boleh lebih dari 200 mm.

Jumlah tulangan transversal untuk SRPMK diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18:7:5:4 tentang Tulangan transversal untuk kolom-kolom SRPMK berikut.

Tabel 2. 12 Tulangan transversal untuk kolom-kolom sistem rangka pemikul momen khusus

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
A_{sh}/sb_c untuk senggang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,2k f_c' k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun senggang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3 A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70$ MPa	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3 A_g f_c'$ atau $f_c' > 70$ MPa	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35k f_c' \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 18.7.5.4 – Tulangan transversal untuk kolom-kolom sistem rangka pemikul momen khusus

Nilai faktor kekuatan beton (kf) dan nilai faktor keefektifan pengekang (kn) dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$kf = \frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0$$

$$kn = \frac{nl}{nl - 2}$$

Setelah mengetahui jumlah tulangan yang digunakan, berikut adalah persyaratan jarak tulangan transversal.

Jarak tulangan transversal pada daerah sepanjang l_0 , harus diambil tidak melebihi nilai terkecil dari:

- $\frac{1}{4}$ dimensi terkecil komponen struktur.
- 6 kali diameter tulangan memanjang.

$$3. 100 \text{ mm} \leq S_0 = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) \leq 150\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal pada daerah diluar l_0 , diberikan sengkang dengan spasi s tidak melebihi:

1. $6d_b$
 2. 150 mm
5. Menghitung kuat geser kolom SRPMK menggunakan dimensi yang telah ditentukan. Gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok-kolom, pada setiap komponen struktur, gaya pada hubungan balok-kolom haarus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum yang dapat terjadi (*probable moment*) pada setiap ujung batang yang sesuai dengan rentang beban aksial terfaktor P_u yang bekerja pada batang. Gaya geser rencana (V_e) tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor yang didapat dari analisis struktur.

Kuat geser rencana kolom SRPMK dihitung menggunakan persamaan di bawah ini.

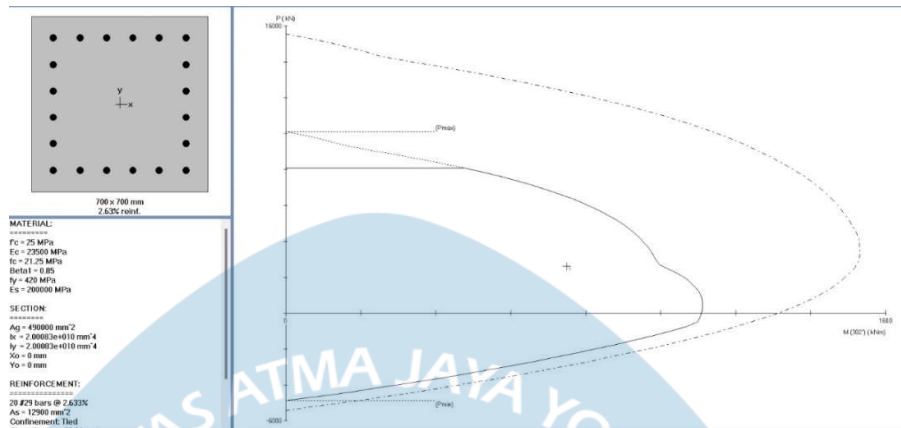
$$V_e = \frac{M_{prc} a + M_{prc} b}{lc}$$

Kuat geser ini diwujudkan dalam bentuk tulangan transversal. Tulangan transversal sepanjang l_0 , harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila:

- a. Gaya geser akibat gempa setidaknya 50% dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang l_0 .
- b. Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $Agf'c/20$.

Jika kuat geser kolom SRPMK sudah sesuai dengan syarat SNI 2847:2019 yang menyatakan bahwa, kolom tersebut aman dan bisa digunakan untuk bangunan Pusat Seni Pertunjukan Karawitan.

Di bawah ini adalah pemodelan pada aplikasi SPColoumn untuk melihat diagram interaksi akibat P_u min, m2, dan m3.



Gambar 2. 19 Contoh salah satu pemodelan diagram interaksi akibat P_u max, P_u min, M_x , dan M_y salah satu gaya dalam kolom

Berikut perhitungan perencanaan kolom SRPMK

Suatu kolom dari Gedung bertingkat direncanakan di lokasi dengan KDS D. dari analisis struktur diperoleh:

$$P_u \text{ max} = 2622 \text{ kN}$$

$$M_y = 392 \text{ kNm}$$

$$M_x = 638 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ min} = 3953 \text{ kN}$$

$$M_y = -17 \text{ kNm}$$

$$M_x = 5 \text{ kNm}$$

Ukuran kolom:

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

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

Mutu bahan:

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

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

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

Diketahui momen nominal balok

$$\text{tinggi balok} = 0,6 \text{ m}$$

$$M_{nb \text{ ki (-)}} = 399,0097 \text{ kNm}$$

$$M_{nb \text{ ki (+)}} = 307,821 \text{ kNm}$$

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

Tulangan longitudinal dilakukan dengan diagram interaksi kolom dengan software SPColumn dengan asumsi kolom biksial.

Direncanakan tulangan 20D25

Output ϕM_n kolom akibat P_u max dan P_u min software SPColumn

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	d_t Depth mm	ϵ_t	ϕ
1	-2622	392	-638	519	-84453	1,324	248	824	0,007	0,9
2	3953	17	5	1085	-319,73	63,807	512	780	0,00157	0,65

Untuk mendapatkan momen nominal kolom perlu membagi $M_{\phi n}$ dengan ϕ

	ϕM_{nx} (kNm)	ϕM_{ny} (kNm)	ϕ	ϕM_{nx} (kNm)	ϕM_{ny} (kNm)
P_u max	518,89	-84453	0,9	577	-93836,6667
P_u min	1084,73	-319,73	0,65	1668,8	-491,892308

Diambil momen nominal terkecil dari P_u max dan P_u min

$$M_{nc \text{ a}} = 577 \text{ kNm}$$

$$M_{nc \text{ b}} = 1668,8 \text{ kNm}$$

$$(M_{nc \text{ a}} + M_{nc \text{ b}}) \geq 1,2(M_{prb \text{ ki}} + M_{prb \text{ ka}})$$

$$(577 + 1668,8) \geq 1,2(482,64 + 375,37)$$

$$2245,4 \text{ kNm} \geq 1029,612 \text{ kNm}$$

Karena $M_{nc} \geq 1,2 M_{prb}$ maka kolom telah memenuhi syarat

Tulangan transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton:

$$\text{Dari analisis struktur } V_u = 243,2822 \text{ kN}$$

Berdasarkan M_{pr} balok kiri dan kanan kolom:

$$M_{prb \text{ ki (-)}} = 482,64 \text{ kNm (dihitung dari rumus } M_{pr} \text{ balok SRPMK)}$$

$$M_{prb \text{ ki (+)}} = 375,37 \text{ kNm}$$

$$M_{prb \text{ ka (-)}} = 482,62 \text{ kNm (dihitung dari rumus } M_{pr} \text{ balok SRPMK)}$$

$$M_{prb \text{ ka (+)}} = 375,37 \text{ kNm}$$

Karena ukuran kolom atas dan bawah di joint sama (dimensi dan tinggi) maka:

$$M_{prk} \text{ dari balok} = 0,5 (482,64 + 375,37)$$

$$M_{prk} = 429,005 \text{ kNm}$$

Menghitung kuat geser perlu

$$V_e = \frac{429,005 + 429,005}{4 - 0,6} = 252,3559 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 252,3559 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = 243,2822 kN

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

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

$$D = 700 - 40 - 19/2 = 650,5 \text{ mm}$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{252,3559 \times 1000}{0,75} = 336474,5 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y t d} = \frac{336474,5}{280 \times 650,5} = 1,8473 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (A)}$$

Tulangan transversal pengekangan:

$$\text{Untuk } P_u = 2622 \text{ N} < 0,3 f'_c A_g = 4410000 \text{ N}$$

$f'_c = 30 \text{ MPa} < 70 \text{ MPa}$, digunakan persamaan-persamaan:

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) f'_c / f_y t$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,09 \left(\frac{f'_c}{f_y t} \right)$$

$$B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 700 - 2 \times 40 = 620 \text{ mm}$$

$$A_g = 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2$$

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

$$= (700 - 2 \times 40) \times (700 - 2 \times 40)$$

$$= 384400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,3 \left(\frac{490000}{384400} - 1 \right) \left(\frac{30}{280} \right) = 0,00883$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,00883 \times 620 = 5,47466 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (B)}$$

$$\frac{A_{sh}}{S_{bc}} = 0,09 \times \frac{30}{280} = 0,00964$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,00964 \times 620 = 5,97857 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (C)}$$

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

$$\frac{A_s}{s} = 0,00964 \times 620 = 5,97857 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Tulangan transversal di daerah sepanjang l_0

Misal diambil $S = 100$ mm

$$A_{sh} = 597,8571 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 19 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \pi 19^2 = 283,5287 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = 2,1086 \rightarrow digunakan $n = 3$

Tulangan transversal 3D19-100

S maks:

a. $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 700 = 175$ mm

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

c. $S_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-1}{3}\right) = 152,6$ mm

Jarak tulangan transversal 100 mm memenuhi syarat

Tulangan transversal diluar daerah l_0

$$V_e = 252,3559 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \sqrt{30} b_w d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 700 \times 650,5$$

$$= 423989,3 \text{ N} = 423,9893 \text{ kN}$$

$$V_c = 423,989 \text{ kN} > V_e = 252,3559 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 200 mm

Maka digunakan 3D19-200

Rekapitulasi tulangan:

Tulangan longitudinal

LT. 1 20D25

LT. 2 16D25

LT. 3

LT. 4

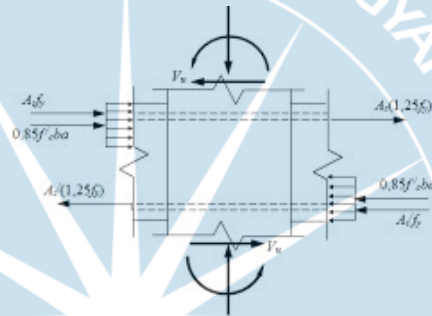
2.7.2. Hubungan Balok Kolom

Dalam merancang hubungan balok kolom, persyaratannya diatur dalam SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2. Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus ditentukan dengan menganggap tegangan tulangan tarik lentur

adalah $1,25f_y$.

Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi terjauh dari inti kolom terkekang.

Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati *joint*, dimensi kolom dalam arah parallel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.



Gambar 2. 20 Ilustrasi Hubungan Balok Kolom

Tulangan transversal dalam hubungan balok kolom tetap digunakan. Bentuk dari tulangan ini adalah tulangan sengkang tertutup yang harus ada pada *joint*. Pada suatu *joint* yang memiliki balok dengan lebar sekurangnya $\frac{3}{4}$ lebar kolom dan merangka pada keempat sisi kolom tersebut, maka dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan di daerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini dipasang di daerah *joint* pada setinggi balok terendah yang merangka ke *joint*. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar menjadi 150 mm.

Pada *joint* dengan lebar balok lebih besar daripada lebar kolom, tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak diluar inti kolom.

Mendesain tulangan pada *joint* tetap harus memperhatikan kuat geser yang diatur pada SNI 2947:2019 Pasal 18.8.4.1, yaitu Suatu balok yang merangka

pada suatu *joint* dianggap mampu memberikan kekangan jika setidaknya $\frac{3}{4}$ bidang muka *joint* tersebut tertutupi oleh balok yang merangka ke *joint* tersebut.

Tabel 2. 13 Konfigurasi Joint

Konfigurasi Joint	V_n
Untuk <i>joint</i> yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya ^[1]	$1,7\lambda\sqrt{f_c'}A_j^{[2]}$
Untuk <i>joint</i> yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan ^[1]	$1,2\lambda\sqrt{f_c'}A_j^{[2]}$
Untuk kasus-kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f_c'}A_j^{[2]}$

Sumber: SNI 2947:2019

Menurut pasal 18.8.4.3, luas penampang efektif pada *joint* A_j harus dihitung dari tinggi *joint* kali lebar *joint* efektif. Tinggi *joint* harus sebesar lebar kolom atau h . Lebar *joint* efektif harus sebesar lebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar. Jika kondisi ini terjadi, lebar *joint* efektif tidak boleh melebihi nilai terkecil dari kedua syarat berikut:

1. Lebar balok ditambah tinggi *joint*.
2. Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.

Panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik berdiameter 10 hingga 26 mm, yang memiliki kait standar 90° , diambil dari nilai terbesar antara:

1. $8d_b$ ($10d_b$ untuk beton ringan),
2. 150 mm (190 mm untuk beton ringan), atau
3. $\frac{f_y d_b}{5,4\lambda\sqrt{f_c'}} (\lambda = 0,75 \text{ untuk beton ringan})$.

Untuk tulangan berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, Panjang penyaluran tulangan tarik, l_{dh} tidak boleh diambil lebih kecil daripada:

1. $2,5l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm.
2. $3,25l_{dh}$, jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut lebih dari

300 mm.

Dibawah ini adalah contoh perhitungan untuk hubungan balok kolom pada *joint* struktur bangunan Pusat Seni Pertunjukann Karawitan.

Diketahui:

Ukuran kolom = 700 x 700 (mm)

Ukuran balok = 350 x 600 (mm)

Tinggi kolom = 4000 mm

l_u = 4000 – 700
= 3300 m

F_y = 420 MPa

Tulangan atas balok 4D25

A_s = 3436,12 mm²

Mpr tulangan atas balok (-) = 750,854 kNm

Tulangan bawah balok 4D25

A_s = 1963,5 mm²

Mpr tulangan bawah balok (+) = 478,776 kNm

x = 125 mm

$b+h$ = 950 mm

$b+2x$ = 600 mm

$b+h > b+2x$ (OK)

A_j = 490000 mm²

f'_c = 25 MPa

Lebar balok menutupi $\frac{3}{4}$ lebar kolom

$A_{sh/s}$ = 2,2 mm²

Jarak tulangan transversal 150 mm

A_{sh} = 330

Dipasang 3D13-150

Nilai Mpr dihitung sebagai berikut:

Untuk tulangan 4D25 disisi atas

$$a = \frac{4 \times 490(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 350}$$

$$= 138,3529 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 3 \times \left(\frac{1}{4} \pi \times 25^2\right) \times (1,25 \times 420) \times \left(537,5 - \left(\frac{103,7647}{2}\right)\right) \\ &= 375,44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_c = 0,5 \times (750,854 + 478,776) = 614,815 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas

$$V_{\text{goyangan}} = \frac{614,815 + 614,815}{3,3} = 372,6151 \text{ kN}$$

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 3436,12 \times 420 = 1803,963 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi kiri *joint*

$$C_1 = T_1 = 1803,963 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi kanan *joint*

$$C_2 = T_2 = 1,25 \times 1963,5 \times 420 = 1030,838 \text{ kN}$$

$$V_j = 1803,963 + 1030,838 - 372,6151 = 2462,1853 \text{ kN}$$

Kuat geser dari *joint* yang dikekang keempat sisi

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f'_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{25} \times 490000 = 4165 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 4165 = 3540,25 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_j \text{ (OK)}$$

Dimensi pada HBK mencukupi dan dipasang 3D13-150

Hubungan balok kolom tepi

$$V_n = 1,2 \times \sqrt{25} \times (700 \times 700) = 2940 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 2940 = 2499 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_j \text{ (OK)}$$

2.8. Perancangan Pelat Lantai 2 Arah

Pada SNI 2847:2019 terdapat 2 metode pendekatan analisis dan desain sistem struktur 2 arah, yaitu:

1. Metode Desain Langsung atau *Direct Design Method* (DDM)

Metode ini terdapat didalam SNI 2848:2019 Pasal 8.10 dan metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban merata.

2. Metode Rangka Ekuivalen atau *Equivalent Frame Method* (EFM)

Metode ini terdapat didalam SNI 2847:2019 Pasal 8.11 dan metode ini

membagi struktur bangunan 3 dimensi menjadi beberapa rangka ekuivalen dua dimensi. Struktur rangka lalu dianalisis secara terpisah setiap lantainya dalam arah memanjang dan melintang.

Analisis dan desain pelat 2 arah lebih difokuskan menggunakan metode desain langsung. DDM sendiri memiliki beberapa batasan penggunaan seperti yang tertulis pada SNI 2847:2019 Pasal 8.10.2.1 sampai Pasal 8.10.2.7, yaitu:

1. Paling sedikit memiliki 3 batang menerus dalam setiap arahnya.
2. Panjang bentang yang bersebelahan dalam masing-masing arah tidak berbeda lebih dari $\frac{1}{3}$ bentang terpanjangnya.
3. Perbandingan bentang Panjang dan bentang pada pelat berbentuk persegi tidak lebih dari 2.
4. Posisi kolom boleh menyimpang maksimum sejauh 10% dari Panjang bentang dari garis yang menghubungkan sumbu-sumbu kolom yang berdekatan.
5. Beban yang diperhitungkan hanyalah beban gravitasi yang terbagi merata pada seluruh panel pelat.
6. Beban hidup tidak boleh melebihi 2 kali dari beban mati.
7. Panel pelat lantai dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya, perlu digunakan persamaan untuk balok dalam dua arah tegak lurus,

$$0,2 \leq \frac{a f_1 l_2^2}{a f_2 l_1^2} \leq 5$$

Dimana $a f_1$ dan $a f_2$ dihitung dengan:

$$a f = \frac{E_{cb} l_b}{E_{cs} l_s}$$

Rata-rata absolut terfaktor positif dan negatif (M_u) juga perlu dihitung jumlahnya dalam setiap arahnya dan tidak boleh kurang dari:

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

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

Tabel 2. 14 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. 15 Bagian momen negative interior M_u di lajur kolom

$a_1 l_2 / l_1$	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. 16 Bagian momen negatif interior M_u di lajur kolom

$a_1 l_2 / l_1$	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 M_u di lajur kolom

Tabel 2. 17 Bagian momen negatif eksterior M_u di lajur kolom

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	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 M_u di lajur kolom

Tabel 2. 18 Bagian momen lajur kolom M_u pada balok

$\alpha_f \ell_2 / \ell_1$	Koefisien distribusi
0	0
$\geq 1,0$	0,85

Sumber: SNI 2847:2019 tabel 8.10.5.7.1 – Bagian momen lajur kolom M_u 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. 19 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 M_u pada balok

Berikut adalah contoh perhitungan pelat 2 arah dari perancangan Pusat Seni Pertunjukan Karawitan.

Ukuran pelat = 3,5 x 3,5 (m)

Ukuran balok = 300 x 600 (mm)

Ukuran kolom = 300 x 300 (mm)

Beban hidup merata = 4,79 kN/m²

Beban mati tambahan = 1 kN/m²

f'_c = 35 MPa

f_y = 420 MPa

Tebal pelat = 130 mm

Bj beton = 24 kN/m²

L1 = 3,5 m

$L_{n1} = \frac{3,5-300}{1000} = 3,2$ m

L2 = 3,5 m

$L_{n2} = \frac{3,5-300}{1000} = 3,2$ m

Perhitungan beban terfaktor

Berat sendiri = 3,12 kN/m²

Berat pasir = 0,36 kN/m²

Berat spesi = 0,42 kN/m²

Berat plafon = 0,24 kN/m²

Berat tegel = 0,48 kN/m²

qD = 4,82 kN/m²

qU = 13,448 kN/m²

Perhitungan momen statik total terfaktor dalam arah panjang dan pendek:

Dalam arah panjang

$$M_{ol} = \frac{q_U l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{13,448 \times 3,5 \times (3,5 - 0,3)^2}{8} = 60,247 \text{ kNm}$$

Dalam arah pendek

$$M_{os} = \frac{q_U l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{13,448 \times 3,5 \times (3,5 - 0,3)^2}{8} = 60,247 \text{ kNm}$$

Koefisien: negatif = 0,75

positif = 0,75

Perhitungan arah memanjang

$$M_{ol} = \frac{qUl_2l_{n1}^2}{8} = \frac{13,448 \times 3,5 \times (3,5 - 0,3)^2}{8} = 60,247 \text{ kNm}$$

$$M^+ = 0,35 \times 60,247 = 21,0865 \text{ kNm}$$

$$M^- = 0,65 \times 60,247 = 39,1606 \text{ kNm}$$

	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	24,965	13,443
Momen Pelat	4,406	2,372
Jumlah Balok+ Pelat	29,370	15,815
Momen Lajur Tengah	9,790	5,272

Perhitungan arah memendek

$$M_{os} = \frac{qUl_2l_{n1}^2}{8} = \frac{13,448 \times 3,5 \times (3,5 - 0,3)^2}{8} = 60,247 \text{ kNm}$$

$$M^+ = 0,35 \times 60,247 = 21,0865 \text{ kNm}$$

$$M^- = 0,65 \times 60,247 = 39,1606 \text{ kNm}$$

	Negatif (kNm)	Positif (kNm)
Momen Balok	24,96	13,44
Momen Pelat	4,41	2,37
Jumlah Balok+ Pelat	29,37	15,81
Momen Lajur Tengah	9,79	5,27

Perhitungan tulangan pelat

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

$$D_s = 130 - 40 - (8/2) = 106 \text{ mm}$$

$$M_u = 9,790 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{4M_u}{1,7\phi f'c b d^2} \right)} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{4 \times 9,790 \times 1000}{1,7 \times 0,9 \times 35 \times 1000 \times (106 \times 1000)^2} \right)} \right] \\ &= 0,002344 \end{aligned}$$

$$A_s = 0,002344 \times 1000 \times 106 = 248,4488 \text{ mm}^2$$

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

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 8^2 \times 1000}{248,4488} = 193,3288 \text{ mm}$$

Digunakan D8-200

Tabel 2. 20 Rekapitulasi tulangan arah memanjang pada Pelat Lantai

	ARAH MEMANJANG			
	LAJUR KOLOM		LAJUR TENGAH	
	Momen Negatif	Momen Positif	Momen Negatif	Momen Positif
Mu (kNm)	4,40556	2,37223	9,79014	5,27162
β	0,00104	0,00056	0,00234	0,00125
As (mm²)	110,77	59,44	248,45	132,74
As min (mm²)	260	260	260	260
S	193,33	193,33	193,33	193,33
Digunakan	D8-200	D8-200	D8-200	D8-200

Tabel 2. 21 Rekapitulasi tulangan arah memendek pada Pelat Lantai

	ARAH MEMENDEK			
	LAJUR KOLOM		LAJUR KOLOM	
	Momen Negatif	Momen Negatif	Momen Negatif	Momen Negatif
Mu (kNm)	4,40556	4,40556	4,40556	4,40556
β	0,00104	0,00104	0,00104	0,00104
As (mm²)	110,77	110,77	110,77	110,77
As min (mm²)	260	260	260	260
S	193,33	193,33	193,33	193,33
Digunakan	D8-200	D8-200	D8-200	D8-200

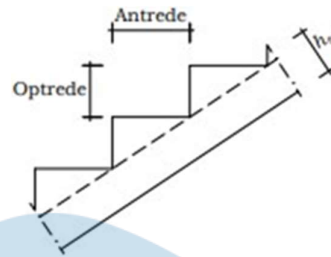
2.9. Perancangan Tangga

2.9.1. Denah Ruang Tangga

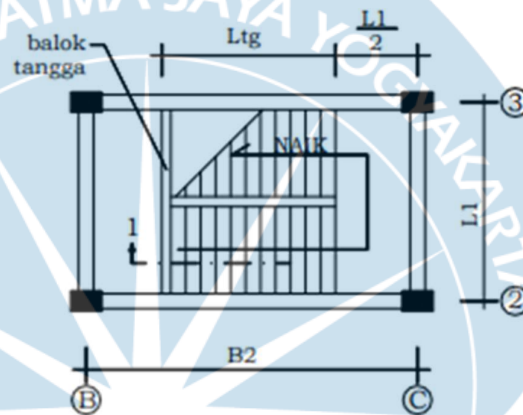
Pada perencanaan tangga, terlebih dahulu dibuat denah ruang tangga. Menurut Haryanto (2008), untuk merencanakan ruang tangga, perlu diperhatikan hal-hal berikut.

1. Lebar bordes minimal selebar tangga.
2. Tinggi optrede (O) minimal 150 mm sampai dengan 200 mm.

Lebar antrade (A) minimal 280 mm sampai 300 mm. Ilustrasi optrede dan antrade dapat diamati sebagai berikut.



Gambar 2. 21 Ilustrasi Optrede dan Antrede (Haryanto, 2008)



Gambar 2. 22 Denah ruang tangga (Haryanto, 2008)

Perhitungan jumlah anak tangga antar lantai menggunakan rumus berikut.

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

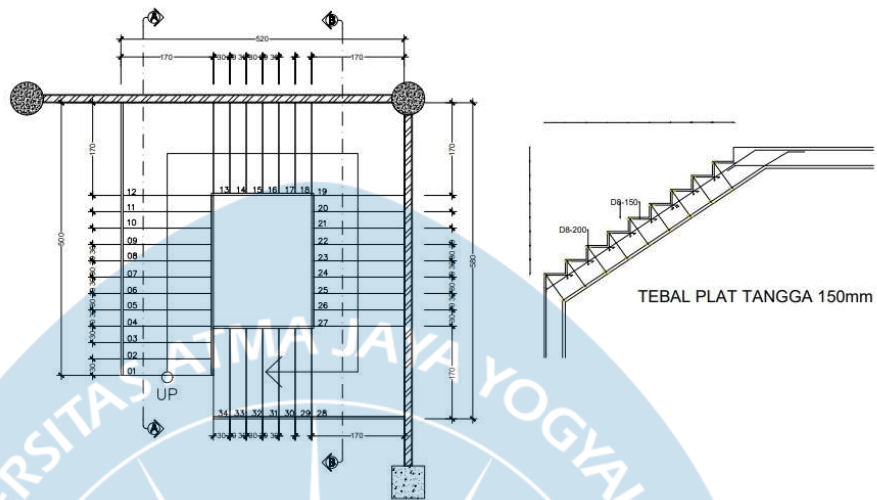
Perhitungan lebar tangga atau L_{tg} menggunakan rumus berikut.

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

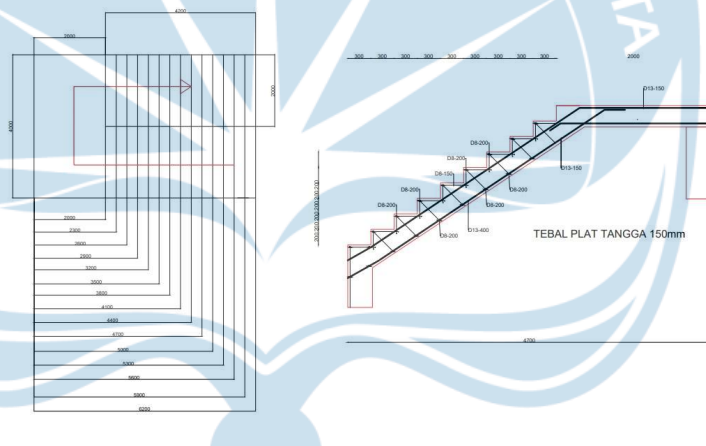
Sudut kemiringan tangga dicari dengan rumus berikut.

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

Mengingat hal-hal di atas, ditentukan denah rencana tangga sebagai berikut.



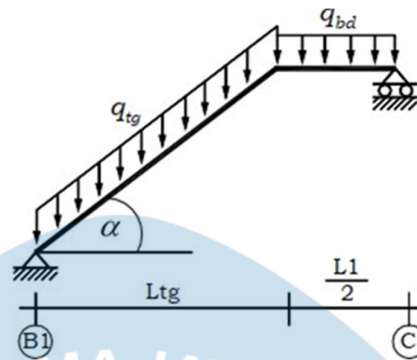
Gambar 2. 23 Denah ruang tangga utama



Gambar 2. 24 Denah tangga servis

3.9.2. Perencanaan Beban Tangga

Beban tangga dapat dihitung setelah dimensi ruang tangga dan sudut kemiringan tangga didapatkan nilainya. Pelat tangga (h_{tg}) kemudian diperkirakan tebalnya. Beban tangga dibedakan menjadi beban q_{tg} dan q_{bd} . Ilustrasi letak beban q_{tg} dan q_{bd} dapat diamati sebagai berikut.



Gambar 2. 25 Ilustrasi qbd dan qtg (Haryanto, 2008)

Persamaan perhitungan tangga dapat dilihat sebagai berikut.

Tabel 2. 22 Persamaan Beban Tangga

Beban qtg:	berat sendiri tangga	$= \frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton}$
	berat anak tangga	$= 1,0 \times \text{berat volume beton}$
	berat ubin & spesi	$= 0,05 \times \text{berat volume ubin}$
	berat railing (diperkirakan)	= diperkirakan
Beban qbd:	berat sendiri tangga	$= h_{tg} \times \text{berat volume beton}$
	berat ubin & spesi	$= 0,05 \times \text{berat volume ubin}$
	berat railing (diperkirakan)	= diperkirakan

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

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

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

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

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

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

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

Setelah beban tangga dari qtg dan qbd dihitung, dicari beban fondasi tangga untuk menentukan dimensi fondasi tangga.

Setelah beban untuk fondasi tangga dihitung, dicari tegangan netto tanah dengan persamaan berikut.

$$\sigma_{netto} = \sigma_{tanah} - (d - h_{pondasi})(\gamma_{tana}) - h_{pondasi} - \gamma_{beton}$$

Berikut adalah contoh perhitungan beban tangga untuk perancangan tangga Pusat Seni Pertunjukan Karawitan.

$$\text{Lebar lantai (L1)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar bordes} = 2000 \text{ mm}$$

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

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

$$\text{Tebal pelat tangga} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi antar lantai (Het)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah anak tangga (n)} = \frac{\text{Het}}{O} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Ltg} &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{\text{Het}}{O} - 1 \right) A \\ &= \left(\frac{1}{2} \times \frac{4000}{200} - 1 \right) 300 \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\alpha = \arctan \left(\frac{O}{A} \right) = \arctan \left(\frac{200}{300} \right) = 33,69$$

$$tt = \frac{0,5 \times 300 \times 200}{\sqrt{300^2 + 200^2}} = 83,205 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} t' &= t + tt \\ &= 150 + 83,205 \\ &= 233,21 \text{ m} \\ &= 0,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h = \frac{0,23}{\cos 33,69} = 0,2803 \text{ m}$$

Beban qtg:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri tangga} &= \frac{htg}{co} \times \text{berat volume beton} \\ &= \frac{0,2803}{\cos 33,69} \times 24 \\ &= 6,727 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Berat ubin \& spesi} = \frac{1}{2} O \times \text{berat volume ubin}$$

$$= 0,5 \times 200 \times 21$$

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

$$\text{Berat railing (diperkirakan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban qtg} = 8,77 \text{ kN/m}^2$$

Beban qbd:

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

$$= 0,15 \times 24$$

$$= 3,6 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 0,05 \times 21$$

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

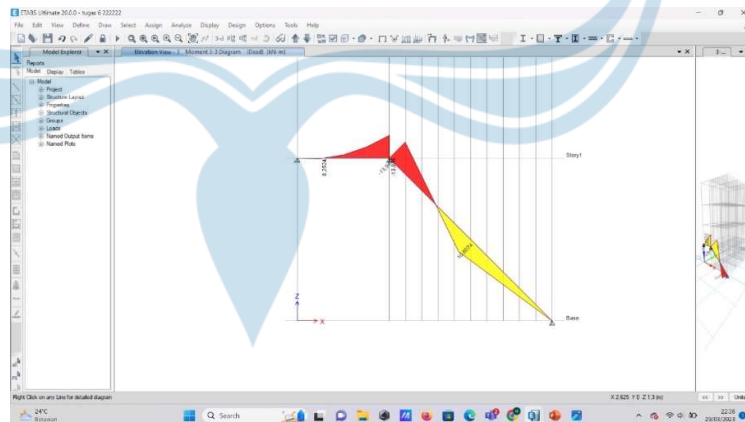
$$\text{Berat railing (diperkirakan)} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban qbd} = 5,65 \text{ kN/m}^2$$

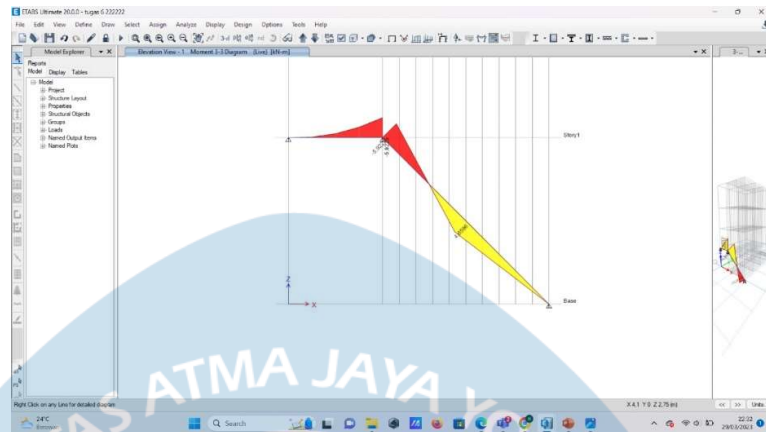
$$\text{Beban hidup} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

Setelah itu, beban-beban tangga dimasukkan ke dalam ETABS untuk mencari besarnya momen dan geser dari dimensi tangga dan beban yang telah dihitung.

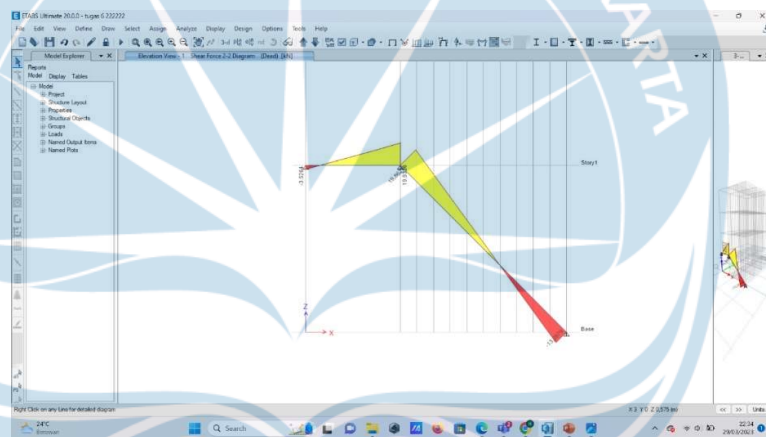
Berikut adalah gambar pemodelan tangga di ETABS.



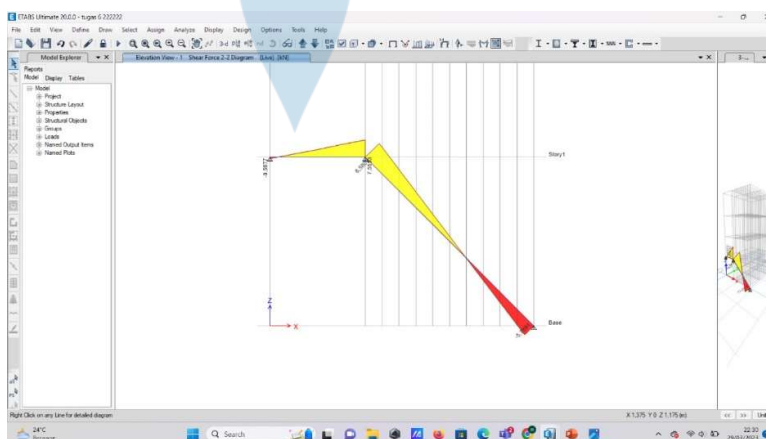
Gambar 2. 26 BMD akibat beban mati pada tangga



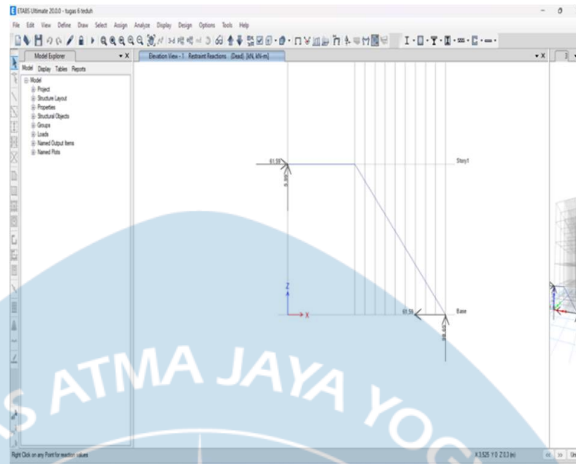
Gambar 2. 27 BMD akibat beban hidup pada tangga



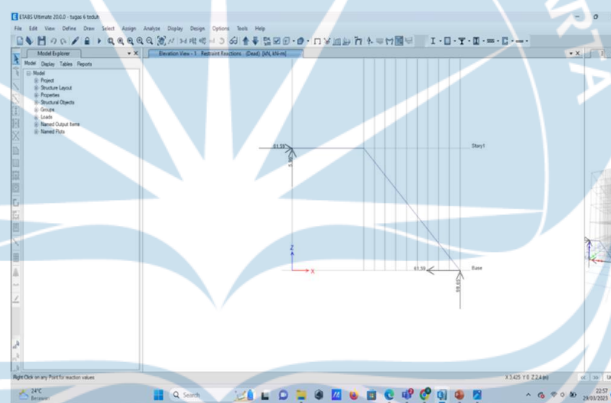
Gambar 2. 28 SFD akibat beban mati pada tangga



Gambar 2. 29 SFD akibat beban hidup pada tangga



Gambar 2. 30 diagram joint akibat beban mati pada tangga



Gambar 2. 31 diagram joint akibat beban hidup pada tangga

Dari ETABS diatas, didapatkan pembebanan sebesar berikut ini.

Pembebanan:

$$\text{MDL} = 15,76 \text{ kNm}$$

$$\text{MLL} = 4,04 \text{ kNm}$$

$$\text{VDL} = 29,28 \text{ kN}$$

$$\text{VLL} = 7,69 \text{ kN}$$

Kombinasi pembebanan:

$$\text{MU1} = 22,064 \text{ kNm}$$

$$\text{MU2} = 25,376 \text{ kNm}$$

$$VU1 = 40,992 \text{ kN}$$

$$VU2 = 47,44 \text{ kN}$$

Dipilih:

$$Mur = 25,376 \text{ kNm}$$

$$Vur = 47,44 \text{ kN}$$

3.9.3. Penulangan Tangga

Luas tulangan tangga (Atg) dihasilkan dari momen rencana (Mur). Gaya geser rencana (Vur) digunakan untuk cek ketebalan dari tangga (htg) dengan syarat $V_c \geq V_{ur}$. Tebal tangga perlu diperbesar apabila $V_c < V_{ur}$. Momen rencana pelat fondasi dapat dihitung dengan persamaan:

$$Mu = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \right) \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2}btg \right)^2$$

Persamaan gaya geser rencana pelat fondasi tangga

$$Vu = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2}btg \right)^2$$

Tegangan terfaktor tangga yang telah dihitung pada perencanaan beban tangga, kemudian dihitung untuk menentukan penulangan pelat fondasi tangga. Setelah itu, lebar fondasi tangga (B) diperkirakan dengan asumsi. Panjang tegak lurus bidang gambar dianggap 1 satuan Panjang (1 meter), kemudian cek tegangan pada tanah yang terjadi dengan rumus berikut.

$$\sigma_{max} = \frac{Qtg}{B} + 6 \frac{Qtg(e)}{B^2} \leq \sigma_{netto}$$

$$\sigma_{min} = \frac{Qtg}{B} - 6 \frac{Qtg(e)}{B^2} \leq 0$$

Berikut adalah perhitungan penulangan tangga untuk bangunan Pusat Seni Pertunjukan Karawitan Di Bantul.

Perhitungan rencana penulangan tangga tumpuan

$$Mux = 25,376 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

$$\text{Tulangan pokok} = D13; \quad As = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = P8; \quad As = 50,265 \text{ mm}^2$$

$$Fy \text{ tulangan pokok} = 380 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 F_y \text{ tulangan susut} &= 280 \text{ MPa} \\
 F'_c &= 20 \text{ MPa} \\
 B &= 1000 \text{ mm}; \quad \text{htg} = 150 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 20 \text{ mm}; \quad \beta_1 = 0,85 \\
 d_s &= 150 - 20 - (13/2) = 123,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 20}{380} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 25,375}{1,7 \times 0,9 \times 20 \times 1000 \times 123,5^2}} \right] \\
 &= 0,0516
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= 0,002bh = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ perlu} &= \rho b d = 0,0516 \times 1000 \times 123,5 = 637,59 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi 13^2 1000}{637,59} = 208,18 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan D13-200

Cek gaya geser:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17\sqrt{f'_c} b d = 0,17 \times \sqrt{20} \times 1000 \times 123,5 = 93,892 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,75V_c = 0,75 \times 93,892 = 70,419 \text{ kN} > V_{ur} = 47,44 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

Tulangan susut

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= 300 \text{ mm}^2 \\
 S &= (50,265 \times 1000)/300 = 167,55 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan D19-150

Perhitungan rencana tulangan tangga lapangan

$$M_{ux} = 25,376 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

$$\text{Tulangan pokok} = \text{D13}; \quad A_s = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = \text{P8}; \quad A_s = 50,265 \text{ mm}^2$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 380 \text{ MPa}$$

$$F_y \text{ tulangan susut} = 280 \text{ MPa}$$

$$F'_c = 20 \text{ MPa}$$

$$B = 1000 \text{ mm}; \quad \text{htg} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}; \quad \beta_1 = 0,85$$

$$d_s = 150 - 20 - (13/2) = 123,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'c b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 20}{380} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 25,375}{1,7 \times 0,9 \times 20 \times 1000 \times 125,5^2}} \right] \\ &= 0,0516 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0,002bh \\ &= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d = 0,00516 \times 1000 \times 123,5 = 637,59 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi^2 b}{A_s} = \frac{0,25\pi^2 1000}{637,59} = 208,18 \text{ mm}$$

Digunakan P8-200

Cek gaya geser:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'c} b d = 0,17 \times \sqrt{20} \times 1000 \times 123,5 = 93,892 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75V_c = 0,75 \times 93,892 = 70,419 \text{ kN} > V_{ur} = 47,44 \text{ (aman)}$$

Perhitungan penulangan pondasi tangga

Diketahui:

Berat mati tangga (kN/m)	98,65
Berat hidup tangga (kN/m)	26,6
Berat dinding (kN/m)	9,6
Total beban qtg (kN/m)	134,85

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

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

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

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

$$\sigma_{\text{netto}} = 164,6 \text{ kN/m}^2$$

$$B \text{ (asumsi)} = 1600 \text{ mm}$$

$$e = 0,188 \text{ m} \approx 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Cek tegangan} = qtg/B$$

$$= 134,85/1,6$$

$$= 84,28125 < \sigma_{\text{netto}} = 164,6 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Menghitung tegangan terfaktor

Diketahui:

Beban mati tangga x 1,2 (kN/m)	118,38
Beban hidup tangga x 1,6 (kN/m)	42,56
Beban dinding x 1,2 (kN/m)	11,52
Total beban qtg (kN/m)	172,46

$$e = 25,375/172,46 = 0,147 \text{ m} \approx 0,2 \text{ m}$$

Cek tegangan = qtg/B

$$= 172,46/1,6$$

$$= 107,787 < \sigma_{netto} = 164,6 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Rencana penulangan pondasi tangga

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \right) \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2}btg \right)^2 \\
 &= \frac{1}{2} \left(\frac{107,787}{2} \right) \left(\frac{1,6}{2} + 0,2 - \frac{1}{2}0,2 \right)^2 \\
 &= 21,826 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \right) \left(\frac{B}{2} + e - \frac{1}{2}btg \right) \\
 &= \left(\frac{107,787}{2} \right) \left(\frac{1,6}{2} + 0,2 - \frac{1}{2}0,2 \right) \\
 &= 48,504 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$ds = 150 - 40 - \frac{13}{2} = 103,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'cbd^2}} \right] \\
 &= \frac{0,85 \times 20}{380} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 21,826}{1,7 \times 0,9 \times 20 \times 1000 \times 125,5^2}} \right] \\
 &= 0,00440
 \end{aligned}$$

$$As_{min} = 0,002bh$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

$$As_{perlu} = \rho bd = 0,00440 \times 1000 \times 103,5 = 455,4894 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi d^2 b}{As} = \frac{0,25\pi 1^2 1000}{300}$$

$$= 442,440 \text{ mm}$$

Digunakan D13-400

Cek gaya geser:

$$V_c = 0,17\sqrt{f'c} b d = 0,17 \times \sqrt{20} \times 1000 \times 103,5 = 78,687 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75V_c = 0,75 \times 78,687 = 59,015 \text{ kN} > V_{ur} = 47,44 \text{ (aman)}$$

Tulangan susut

$$A_{s \text{ min}} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{1000 \times 0,25 \times \pi 8^2}{150} = 335,103 \text{ kN}$$

$$S = (50,265 \times 1000) / 300 = 167,55 \text{ mm}$$

Digunakan P8-15

