

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Deskripsi Umum Struktur

Pada bab ini disajikan secara lengkap proses desain struktur Pasar Sambilegi. Struktur pasar ini terdiri dengan 2 bangunan utama dengan masing masing bangunan memiliki 3 lantai yang didesain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK). Elemen struktur berupa pelat lantai, balok, kolom pada struktur pasar didesain menggunakan material beton bertulang. Sedangkan untuk atap dan sambungannya sendiri didesain menggunakan baja ringan. Perancangan ini dibagi menjadi dua Gedung untuk sisi barat merupakan Gedung A dan sisi timur merupakan Gedung B

2.2 Spesifikasi Material Struktur

Spesifikasi material yang digunakan dalam desain struktur Pasar Sambilegi ini disajikan sebagai berikut :

1. Beton
2. Baja Tulangan
3. Baja Profil

2.3 Interpretasi Data Tanah

Klasifikasi tanah adalah cara mengumpulkan dan mengelompokkan tanah berdasarkan kesamaan dan kemiripan sifat maupun cirinya. Interpretasi tanah berperan penting pada perencanaan struktur bangunan. Uji daya dukung tanah terdiri dari uji SPT (*Standard Penetration Test*) dan sondir atau CPT (*Cone Penetrometer Test*). Dari pengujian SPT akan didapatkan hasil berupa *Bore Log* yang akan diolah lagi untuk mendapatkan klasifikasi kelas situs. Data *Bore Log* seperti pada Gambar 2.1.



SOIL MECHANIC LABORATORY
CIVIL ENGINEERING PROGRAM
FACULTY OF ENGINEERING, UAJY
44 BABAKSARI STREET, YOGYAKARTA 55281
Tel: +62-274-487711 ext. 1055
Fax: +62-274-487748

Boring Number:

BH - 1

BOR LOG

CLIENT:	PROJECT TITLE :
PROJECT CONTRACT NUMBER: 026/LMKT/FT.UAJY/06/2021	PROJECT LOCATION : Jl. KH. Wachid Hasyim no 47, Notoprajan, Ngampilan, Yogyakarta, D.I. Yogyakarta
DATE STARTED: 18 Juli 2021	GROUND ELEVATION : + 0,40 m from road level
DATE COMPLETED : 18 Juli 2021	HOLE SIZE : 7.295cm
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY	GROUND WATER LEVEL : -12,00 from ground level
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE	WEATHER CONDITION : FINE
LOGGED BY: RIYANTO, CS.	ESTIMATED SEASONAL HIGH :
CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY	

Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value)				Water Level Elevation (m)	SPT Value
					N1	N2	N3	Nv		
1										
2					2	2	3	5		
3										
4					2	3	4	7		
5										
6					4	9	9	18		
7		Pasir sedang (coklat)	13		7	9	9	18		
8										
9										
10				I	9	11	13	24		
11										
12					10	13	17	30	12.00	
13										
14					10	18	23	41		
15				II						
16					14	23	30	53		
17										
18					14	21	22	43		
19										
20					16	23	32	55		
21										
22		Pasir kasar (coklat, abu-abu)	17		16	22	33	55		
23										
24					18	23	34	57		
25										
26					18	24	33	57		
27										
28					19	23	36	59		
29										
30					19	24	36	60		

Catatan: Pada pengamatan di lapangan, lanau bisa tampak seperti pasir halus atau pasir sangat halus

Gambar 2. 1 Bore Log

a. Menentukan Klasifikasi Situs Tanah.

Dari Perhitungan pada Tabel 2.1 dan melihat Tabel 2.2, diperoleh:

Nilai Tahanan Penetrasi Standar Rerata (N) = 21 pukulan. Maka dari nilai yang diperoleh dan disesuaikan dengan SNI 8640:2017 (Badan Standarisasi Nasional, 2017) dapat disimpulkan bahwa kelas situs merupakan tanah lunak (SD).

Tabel 2. 1 Data Klasifikasi Situs Tanah

Kedalaman	T(m)	N(SPT)	N=T/N
0-2	2	5	0,40000
2-4	2	7	0,28571
4-6	2	18	0,11111
6-8	2	18	0,111111
8-10	2	24	0,08333
10-12	2	30	0,06667
12-14	2	41	0,04878
14-16	2	53	0,03774
16-18	2	43	0,04651
18-20	2	55	0,03636
20-22	2	55	0,03636
22-24	2	57	0,03509
24-26	2	57	0,03509
26-28	2	59	0,03390
28-30	2	60	0,03333
Jumlah	30		1,40110
Rata-Rata			21,41177

Tabel 2. 2 Klasifikasi Situs

Kelas Situs		Vs (m/s)	N* atau N _{ch}	Su* (kPa)
SA	Batuan Keras	> 1500	N/A	N/A
SB	Batuan	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC	Tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak	350 sampai 750	N/A	> 100
SD	Tanah sedang	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE	Tanah lunak	< 175	< 15	< 50

		<p>Atau setiap profil yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40\%$, 3. Kuat geser niralir, $Su^* < 25$ kPa
SF	Tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersegmentasi lemah • Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) • Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas, $PI < 75$) • Lapisan lempung lunak/setengah keras dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $Su^* < 50$ kPa

b. Deskripsi Menurut SPT

Pada uji SPT yang telah dilakukan, didapatkan jenis tanah berupa tanah lunak. Berdasarkan SNI 8460-2017 tentang klasifikasi situs, apabila nilai $N = 15$ sampai 50 termasuk kedalam kelas situs tanah sedang (SD).

c. Kategori Resiko Bnagunan Gedung Untuk Beban Gempa

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi operasional/jenis pemanfaatan dari suatu bangunan. Dalam SNI 1726:2012 (Badan Standardisasi Nasional (BSN), 2012), kategori risiko bangunan dibedakan menjadi 4 jenis yaitu kategori risiko I, II, III, dan IV (lihat Tabel 2.3). Dalam pekerjaan ini, struktur pasar termasuk dalam kategori bangunan umum sehingga ditetapkan sebagai kategori risiko bangunan.

Tabel 2. 3 Kategori Resiko Bangunan Gedung Untuk Beban Gempa

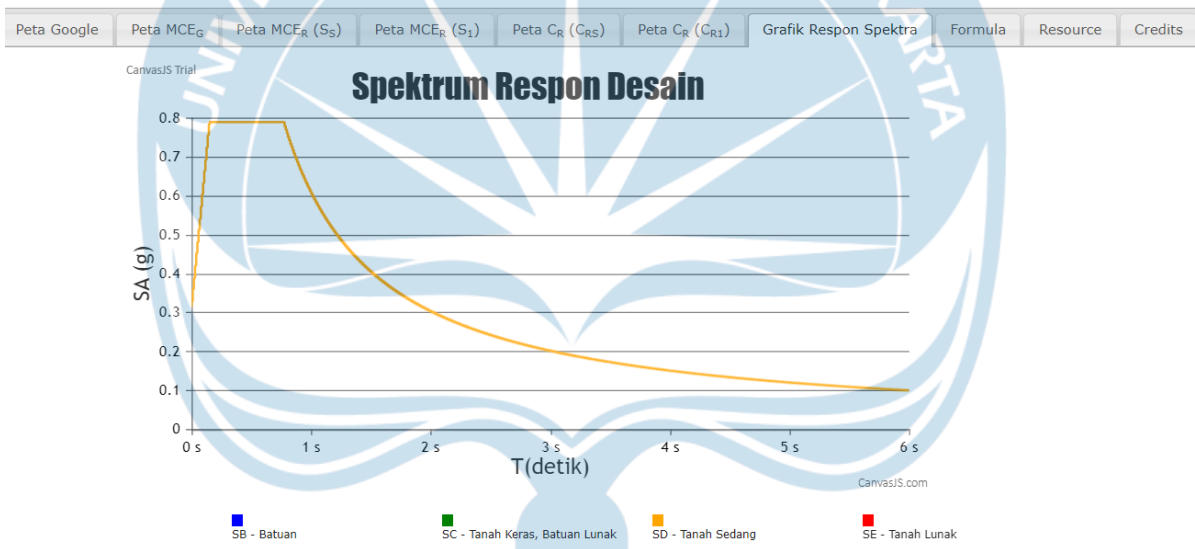
Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan • Fasilitas sementara • Gudang penyimpanan • Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan • Rumah toko dan rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Gedung apartemen/ rumah susun • Pusat perbelanjaan/ mall • Bangunan industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak • Penjara • Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV,</p>	III

<p>yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bangunan-bangunan monumental • Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan IV • Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat • Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya • Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat • Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat • Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau 	IV

struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat.

d. Grafik Respon Spektra

Dari grafik kategori desain seismik serta parameter grafik desain spektra seperti pada Gambar 2.2 dan Gambar 2.3, berdasarkan parameter respon percepatan pada periode pendek seperti pada Tabel 2.4, dan berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik pada Tabel 2.5, bangunan Gedung Pasar Sambilegi termasuk dalam kelas II D.



Gambar 2. 2 Grafik Spektrum Respon Desain

Results: Tabel dibawah ini merupakan Parameter untuk membuat Grafik Desain Spektra Indonesia:

Kelas	T_0 (detik)	T_s (detik)	S_{ds} (g)	S_{d1} (g)
SD - Tanah Sedang	0.15	0.77	0.79	0.61

Rentang T (s) Value: 6
 PGA MCEG: 0.4990 (g) bedrock
 SS MCEr: 1.1374 (g) bedrock
 S1 MCEr: 0.5136 (g) bedrock
 TL: 6 Detik

Save

Gambar 2. 3 Parameter Grafik Desain Spektra

Tabel 2. 4 Kategori Desain Seismik Sesuai Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek

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

Tabel 2. 5 Kategori Desain Seismik Sesuai Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

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

2.4 Kombinasi Beban

Kombinasi beban ultimit ditetapkan berdasarkan Pasal 4.2.2 SNI 1726:2012 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Gedung, yaitu sebagai berikut :

- 1) 1,4DL
- 2) 1,2DL + 1,6LL + 0,5(Lr atau R)
- 3) 1,2DL + 1,6(Lr atau R) + (1,0L atau 0,5W)
- 4) 1,2DL + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr atau R)
- 5) 1,2DL + 1,0E + 1,0LL
- 6) 0,9DL + 1,0W

$$7) 0,9DL + 1,0E$$

2.5 Pembebanan Pada Struktur Gedung

2.5.1 Beban Hidup

Beban hidup/*live load* adalah beban yang terjadi akibat penggunaan struktur bangunan. Beban hidup tersebut dapat berasal dari orang/barang yang dapat berpindah tempat. Pasar termasuk dalam kategori ruang publik menurut SNI 1727:2013 (Badan Standardisasi Nasional, 2013) sehingga beban hidup ditetapkan sebagai berikut:

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

2.5.2 Beban Mati Struktur Bangunan A

- Gedung Pasar 3 lantai dibangun di kota Yogyakarta
- Kelas situs tanah sedang (situs kelas D)
- Tebal pelat lantai = 120 mm
- Balok :
 - a. Balok induk 400 x 600 (mm)
 - b. Balok anak 300 x 400 (mm)
- Kolom :
 - a. Lantai 1 s/d lantai 3 : 500 x 500 (mm)
- Tinggi tingkat :
 - a. Lantai 1 s/d lantai 2 : 3600 mm = 3,6 m
 - b. Lantai 3 : 4000 mm = 4 m
- Mutu Beton $f'c = 25 \text{ Mpa}$
- Mutu Baja $f_y = 420 \text{ MPa}$
- Kategori risiko Gedung = II (pasar)
- Faktor Keutamaan gempa (I_e) = 1,0
- Parameter *spectral respons* (Kota Yogyakarta):
 - a. $T_0 = 0,15 \text{ detik}$
 - b. $T_s = 0,77 \text{ detik}$
 - c. $SDS = 0,79 \text{ g}$
 - d. $SD1 = 0,61 \text{ g}$
- Kategori desain seismik bangunan : D

- Periode Fundamental Gedung (T) = 0,719875 detik
- Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Koefisien modifikasi respon (R) :
- KDS D : $R = 8$; $C_d = 5,5$ (SRPMK)

KOEFISIEN RESPON SEISMIK (C_s)

Koefisien *respons seismic* dihitung dengan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,79}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,09875 \quad (2.1)$$

Nilai C_s tidak perlu lebih besar dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,61}{0,719875\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,105921 \quad (2.2)$$

Nilai C_s harus tidak kurang dari :

$$C_{s \min} = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,01 \quad (2.3)$$

$$C_{s \min} = 0,044 \times 0,79 \times 1 = 0,03476 \geq 0,01 \text{ OK}$$

Digunakan Nilai $C_s = 0,09875$

HITUNG BERAT SEISMIK EFEKTIF BANGUNAN

Tabel 2. 6 Berat Satuan Lantai Atap ($t = 120$ mm)

Berat sendiri pelat	: 0,12 x 24	= 2,88	kN/m^2
Waterproofing		= 1,2	kN/m^2
Plafon, MEP. DII		= 0,25	kN/m^2
Jumlah		= 4,33	kN/m^2

$$DL \text{ input software (tanpa berat sendiri)} = 4,33 - 2,88 = 1,45 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 2. 7 Berat satuan lantai tipikal 1-3 (t = 120 mm)

Berat sendiri pelat	: 0,12 x 24	= 2,88	kN/m ²
Pasir 4 cm	: 0,04 x 17	= 0,68	kN/m ²
Spesi 2 cm	: 0,02 x 20	= 0,4	kN/m ²
Penutup Lantai	: 0,01 x 24	= 1	kN/m ²
Plafon, MEP, Dll		= 0,25	kN/m ²
Jumlah		= 5,45	kN/m ²

$$DL \text{ input software (tanpa berat sendiri)} = 5,45 - 2,88 = 2,57 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 2. 8 Berat Balok dan Kolom

Balok Induk	: 0,4 x (0,6 - 0,12) x 24	= 4,608	kN/m
Balok Anak	: 0,3 x (0,4 - 0,12) x 24	= 2,016	kN/m
Kolom	: 0,5 x 0,5 x 24	= 6	kN/m

Beban Mati Pada Lantai 1

Tabel 2. 9 Beban Mati Pada Lantai 1

Pelat Lantai	: 42 x 53 x 5,45	= 12131,70	kN
Balok Induk	: (12 x 53 + 8 x 42) x 4,608	= 4478,98	kN
Balok Anak	: (10 x 53) x 2,016	= 1068,48	kN
Kolom	: (88 x (3,6/2 + 1,8)) x 6	= 1900,80	kN
	W1	= 19579,96	kN

Beban Mati Pada Lantai 2

Tabel 2. 10 Beban Mati Pada Lantai 2

Pelat Lantai	: $42 \times 53 \times 5,45$	= 12131,70	kN
Balok Induk	: $(12 \times 53 + 8 \times 42) \times 4,608$	= 4478,98	kN
Balok Anak	: $(10 \times 53) \times 2,016$	= 1068,48	kN
Kolom	: $(88(3,6/2 + 1,8)) \times 6$	= 1900,80	kN
		W2 = 19579,96	kN

Beban Mati Pada Lantai 3

Tabel 2. 11 Beban Mati Pada Lantai 3

Pelat Lantai	: $42 \times 53 \times 5,45$	= 12131,70	kN
Balok Induk	: $(12 \times 53 + 8 \times 42) \times 4,608$	= 4478,98	kN
Balok Anak	: $(10 \times 53) \times 2,016$	= 1068,48	kN
Kolom	: $(88(3,6/2 + 1,8)) \times 6$	= 1900,80	kN
		W3 = 19579,96	kN

Beban Mati Pada Lantai Atap

Tabel 2. 12 Beban Mati Pada Lantai Atap

Pelat Lantai	: $42 \times 53 \times 5,45$	= 12131,70	kN
Balok Induk	: $(12 \times 53 + 8 \times 42) \times 4,608$	= 4478,98	kN
Balok Anak	: $(10 \times 53) \times 2,016$	= 1068,48	kN
Kolom	: $(88(3,6/2)) \times 6$	= 846,91	kN
		WAtap = 18526,07	kN

Dari perhitungan berat mati (W) tersebut maka diperoleh total yaitu sebesar 77371,536 kN. Kemudian dilakukan perhitungan gaya geser sebagai berikut :

$$V = C_s \times W \quad (2.4)$$

$$C_s \text{ yang digunakan} = 0,09875$$

$$W \text{ yang digunakan} = 77371,536 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser dasar (V)} = 0,09875 \times 77371,536 = 7640,4392 \text{ kN}$$

Dilakukan perhitungan beban gempa statik ekuivalen dengan rumus berikut untuk tiap tiap lantainya. Rekap dari beban gempa metode statik ekuivalen dapat dilihat dalam Tabel 2.13.

$$\begin{aligned} K &= 0,5.T+0,75 \\ &= 0,5 \times 0,719875 + 0,75 \\ &= 1,109938 \end{aligned} \quad (2.5)$$

Tabel 2. 13 Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Lantai	W _x (kN)	H _x (m)	W _x *H _x ^k	C _v _x	F _x (kN)
Atap	18526.07	14.408	357899.5	0.397	3032.474
3	19685.56	11.2	287550.6	0.319	2436.41
2	19579.96	7.2	175144.8	0.194	1483.998
1	19579.96	3.6	81147.06	0.090	687.5572
Jumlah		36.408	901742		7640.439

2.5.3 Beban Mati Struktur Bangunan B

- Gedung Pasar 3 lantai dibangun di kota Yogyakarta
- Kelas situs tanah sedang (situs kelas D)
- Tebal pelat lantai = 120 mm
- Balok :
 - a. Balok induk 400 x 600 (mm)
 - b. Balok anak 300 x 400 (mm)
- Kolom :
 - a. Lantai 1 s/d lantai 3 : 500 x 500 (mm)

- Tinggi tingkat :
 - a. Lantai 1 s/d lantai 2 : 3600 mm = 3,6 m
 - b. Lantai 3 : 4000 mm = 3,2 m
- Mutu Beton $f'c = 25$ Mpa
- Mutu Baja $f_y = 420$ MPa
- Kategori risiko Gedung = II (pasar)
- Faktor Keutamaan gempa (I_e) = 1,0
- Parameter *spectral respons* (Kota Yogyakarta):
 - a. $T_0 = 0,15$ detik
 - b. $T_s = 0,77$ detik
 - c. $S_{DS} = 0,79$ g
 - d. $S_{D1} = 0,61$ g
- Kategori desain seismik bangunan : D
- Periode fundamental Gedung (T) = 0,719875 detik
- Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Koefisien modifikasi respon (R) :
- KDS D : $R = 8$; $C_d = 5,5$ (SRPMK)

KOEFISIEN RESPON SEISMIK (C_s)

Koefisien *respons seismic* dihitung dengan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,79}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,09875 \quad (2.6)$$

Nilai C_s tidak perlu lebih besar dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,61}{0,719875\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,126379 \quad (2.7)$$

Nilai C_s harus tidak kurang dari :

$$C_{s \min} = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,01 \quad (2.8)$$

$$C_{s \min} = 0,044 \times 0,79 \times 1 = 0,03476 \geq 0,01 \text{ OK}$$

Digunakan Nilai $C_s = 0,09875$

HITUNG BERAT SEISMIK EFEKTIF BANGUNAN

Tabel 2. 14 Berat Satuan Lantai Atap ($t= 120$ mm)

Berat sendiri pelat	: $0,12 \times 24$	= 2,88	kN/m^2
Waterproofing		= 1,2	kN/m^2
Plafon, MEP. Dll		= 0,25	kN/m^2
Jumlah		= 4,33	kN/m^2

$$DL \text{ input software (tanpa berat sendiri)} = 4,33 - 2,88 = 1,45 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 2. 15 Berat satuan lantai tipikal 1-3 ($t = 120$ mm)

Berat sendiri pelat	: $0,12 \times 24$	= 2,88	kN/m^2
Pasir 4 cm	: $0,04 \times 17$	= 0,68	kN/m^2
Spesi 2 cm	: $0,02 \times 20$	= 0,4	kN/m^2
Penutup Lantai	: $0,01 \times 24$	= 1	kN/m^2
Plafon, MEP. Dll		= 0,25	kN/m^2
Jumlah		= 5,45	kN/m^2

$$DL \text{ input software (tanpa berat sendiri)} = 5,45 - 2,88 = 2,57 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 2. 16 Berat Balok dan Kolom

Balok Induk	: $0,4 \times (0,6 - 0,12) \times 24$	= 4,608	kN/m
Balok Anak	: $0,3 \times (0,4 - 0,12) \times 24$	= 2,016	kN/m
Kolom	: $0,5 \times 0,5 \times 24$	= 6	kN/m

Beban Mati Pada Lantai 1

Tabel 2. 17 Beban Mati Pada Lantai 1

Pelat Lantai	: $20 \times 30 \times 5,45$	= 3270	kN
Balok Induk	: $(6 \times 30 + 6 \times 20) \times 4,608$	= 1382,40	kN
Balok Anak	: $5 \times 30 \times 2,016$	= 302,40	kN
Kolom	: $(34(3,6/2+1,8)) \times 6$	= 734,40	kN
		W1 = 5689,20	kN

Beban Mati Pada Lantai 2

Tabel 2. 18 Beban Mati Pada Lantai 2

Pelat Lantai	: $20 \times 30 \times 5,45$	= 3270	kN
Balok Induk	: $(6 \times 30 + 6 \times 20) \times 4,608$	= 1382,40	kN
Balok Anak	: $5 \times 30 \times 2,016$	= 302,40	kN
Kolom	: $(34(3,6/2+1,8)) \times 6$	= 734,40	kN
		W2 = 5689,20	kN

Beban Mati Pada Lantai 3

Tabel 2. 19 Beban Mati Pada Lantai 3

Pelat Lantai	: $20 \times 30 \times 5,45$	= 3270	kN
Balok Induk	: $(6 \times 30 + 6 \times 20) \times 4,608$	= 1382,40	kN
Balok Anak	: $5 \times 30 \times 2,016$	= 302,40	kN
Kolom	: $(34(3,6/2)+(3,6/2)) \times 6$	= 693,60	kN
		W1 = 5648,40	kN

Beban Mati Pada Lantai Atap

Tabel 2. 20 Beban Mati Pada Lantai Atap

Pelat Lantai	: 20 x 30 x 5,45	= 3270	kN
Balok Induk	: (6x30+6x20) x 4,608	= 1382,40	kN
Balok Anak	: (5x30) x 2,016	= 302,40	kN
Kolom	: (34(1,441/2)) x 6	= 146,98	kN
	WAtap	= 5101,78	kN

Dari perhitungan berat mati (W) tersebut maka diperoleh total yaitu sebesar 22128,6 kN. Kemudian dilakukan perhitungan gaya geser sebagai berikut :

$$V = C_s \times W \quad (2.9)$$

$$C_s \text{ yang digunakan} = 0,09875$$

$$W \text{ yang digunakan} = 22128,6 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya geser dasar (V)} = 0,09875 \times 22128,6 = 2185,2 \text{ kN}$$

Dilakukan perhitungan beban gempa statik ekuivalen dengan rumus berikut untuk tiap-tiap lantainya. Rekap dari beban gempa metode static ekuivalen dapat dilihat dalam Tabel 2.22.

$$K = 0,5.T + 0,75 \quad (2.10)$$

$$= 0,5 \times 0,603342 + 0,75$$

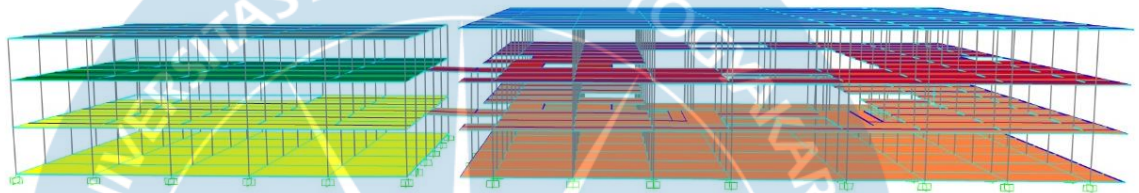
$$= 1,051671$$

Tabel 2. 21 Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Lantai	Wx(kN)	Hx(m)	Wx*Hx^k	Cvx	Fx (kN)
Atap	5101.782	11.841	68639.37	0.339	741.8577
3	5648.4	10.4	66299.44	0.328	716.5676
2	5689.2	7.2	45361.03	0.224	490.2642
1	5689.2	3.6	21882.57	0.108	236.5079
Jumlah		33.041	202182.4		2185.197

2.6 Pemodelan Struktur

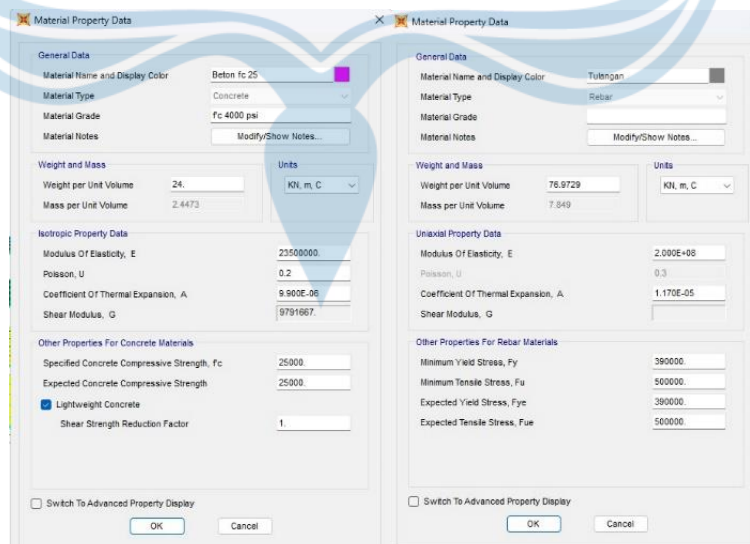
Pemodelan struktur dilakukan untuk mengetahui gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur serta perilaku struktur akibat beban yang bekerja. Hasil dari pemodelan struktur digunakan sebagai dasar untuk mendesain dimensi penampang elemen struktur yang diperlukan. Struktur pasar didesain dengan menggunakan sistem struktur berupa Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur tersebut dimodelkan dalam model 3 dimensi (3D Models) menggunakan bantuan *software*.



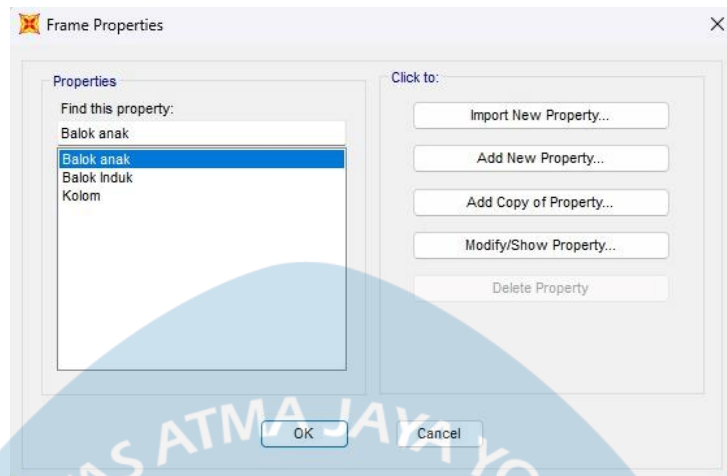
Gambar 2. 4 Model Struktur Pasar Sambilegi

Material yang digunakan dalam analisa struktur adalah sebagai berikut :

- Baja Tulangan : f_y 240 MPa
- Beton : f_c' 25 Mpa / K300



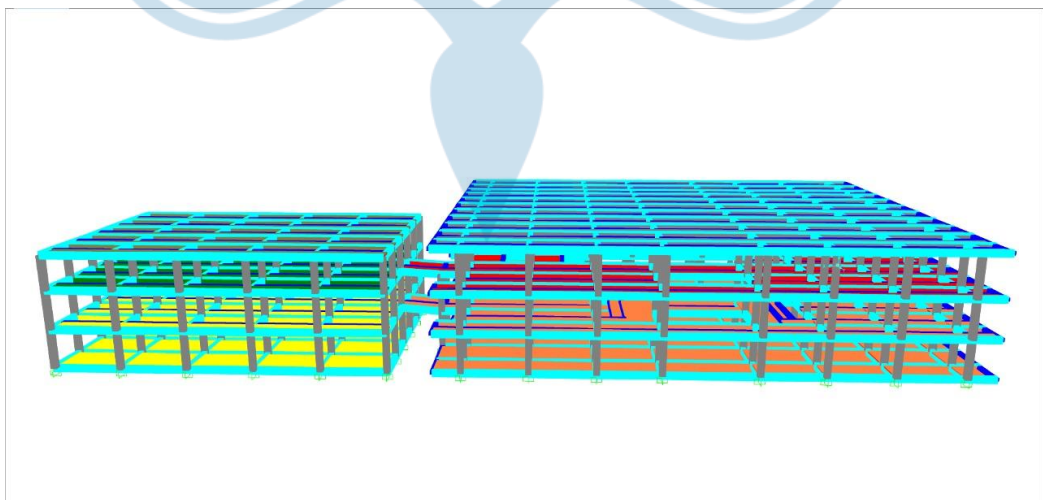
Gambar 2. 5 Material Properties



Gambar 2. 6 *Section Properties*

Setelah material dan *Section Properties* sudah lengkap, Langkah selanjutnya adalah membuat model 3D. Model mengakomodasi semua ukuran balok dan kolom, beserta tulangan yang direncanakan untuk terpasang ditunjukkan pada Gambar 2.7. Kemudian secara garis besar, beban yang bekerja pada struktur ini dibedakan menjadi :

- Beban Mati : berat sendiri struktur bangunan tersebut
- Beban Mati Tambahan : beban keramik , pipa, plafond,dll
- Beban Hidup : beban yang bekerja
- Beban Gempa : respon spektrum



Gambar 2. 7 Model 3D Gedung A (kanan) dan Gedung B (kiri)

2.7 Pengambilan Gaya Dalam Elemen Struktur

Pengambilan gaya dalam elemen struktur dilakukan setelah kombinasi pembebanan sudah dilakukan. Pengambilan gaya dalam elemen struktur dilakukan terhadap komponen utama struktur yakni balok dan kolom. Berikut merupakan rekap *Preliminary Design* Gedung Pasar Sambilegi :

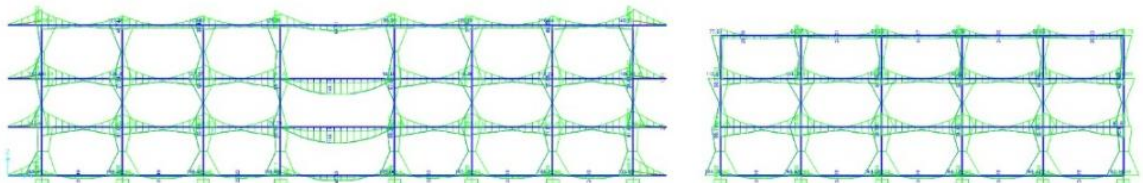
- 1) Gedung : Gedung Pasar Sambilegi
- 2) Tebal Pelat Lantai : 120 mm
- 3) Balok
 - Balok Induk : 600×400 (mm)
 - Balok Anak : 400×300 (mm)
- 4) Kolom
 - Lantai 1 s/d 3 : 500×500 (mm)
 - Tinggi Tingkat : 3,6 - 4 m

2.7.1 Pengambilan Gaya Dalam Balok

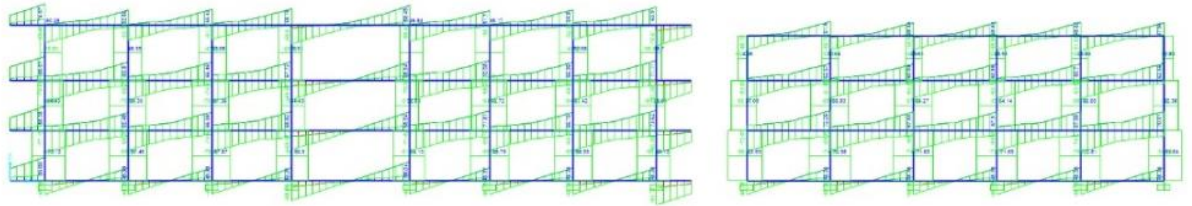
Gaya dalam yang diambil untuk merencanakan balok harus dilakukan terhadap gaya dalam yang sudah terkombinasi *envelope*. Berdasarkan ukurannya, model dari balok dapat diklasifikasikan kedalam dua jenis sebagai berikut :

- Balok induk : 600×400 (mm)
- Balok anak : 400×300 (mm)

Grafik dari gaya dan momen yang bekerja pada balok untuk lantai tipikal 1 sampai 3 adalah seperti yang akan ditampilkan pada hambar 2.8 dan 2.9 berikut :



Gambar 2. 8 BMD Balok



Gambar 2. 9 SFD Kolom

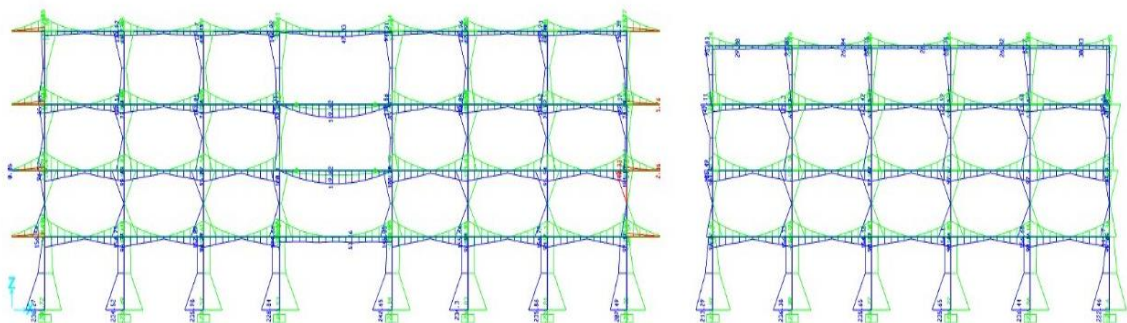
Berdasarkan panjang bentang dari setiap ruangan di Gedung Pasar Sambilegi, maka dalam setiap balok terdapat pembagian tipe sebagai berikut:

- Balok Induk = 5 tipe
- Balok Anak = 4 tipe

Denah klasifikasi tipe setiap jenis balok akan dilampirkan pada halaman lampiran. Setelah balok terklasifikasi sesuai dengan momen yang terjadi, maka langkah selanjutnya yang dilakukan adalah mengambil gaya dalam terbesar dari setiap tipe balok. Gaya dalam ini yang akan digunakan untuk merencanakan tulangan balok.

2.7.2 Pengambilan Gaya Dalam Kolom

Gaya dalam yang diambil untuk merencanakan kolom harus dilakukan terhadap gaya dalam yang sudah terkombinasi *envelope*. Berdasarkan ukurannya, model dari kolom dapat diklasifikasikan hanya dalam satu jenis yaitu Kolom 1-3 dengan ukuran 500×500 mm.



Gambar 2. 10 SFD Kolom

Untuk mendapatkan gaya dalam yang akan digunakan dalam perancangan, maka perlu untuk mengambil gaya terbesar dari setiap kolom. Rekap gaya dalam kolom yang akan digunakan dalam perancangan Gedung Pasar Sambilegi akan ditampilkan pada Tabel 2.22 Di bawah ini :

Tabel 2. 22 Rekap Gaya Dalam Kolom

		K 500x500
PU (kN)	Min	-49,084
	Max	-2147,669
MU (kNm)	Min	131,104
	Max	-131,104
VU (kNm)		68,063

2.8 Simpangan Antar Lantai

Sebuah gedung 3 lantai dengan jenis struktur beton SRPMK dengan *design force deflection* (δ_{xe}) seperti pada tabel di bawah. menentukan defleksi gempa rencana (δ_{xe}) dan memeriksa simpangan antar lantai izin.

2.8.1 Simpangan Arah X

Data-data simpangan arah X ditampilkan dalam tabel 2.7 di bawah ini :

Tabel 2. 23 Simpangan Arah X Bangunan A

Lantai	H (m)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	Δ Izin	Status
3	4	29.586	162.723	48.3065	76.92308	OK
2	3.6	20.803	114.417	48.3065	69.23077	OK
1	3.6	9.541	52.4755	52.4755	69.23077	OK

Tabel 2. 24 Simpangan Arah X Bangunan B

Lantai	H (m)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δ (mm)	Δ Izin	Status
3	3.2	27.089	148.99	42.218	61.53846	OK
2	3.6	19.413	106.772	42.218	69.23077	OK
1	3.6	9.225	50.7375	50.7375	69.23077	OK

Jika syarat terhadap Δ izin sudah memenuhi, maka dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} = \frac{5,5 \delta_{xe}}{1,0} = 5,5 \delta_{xe} \quad (2.11) \quad \frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{0,025 h}{1,3} = 0,0192h \quad (2.12)$$

2.8.2 Simpangan Arah Y

Data-data simpangan arah X ditampilkan dalam Tabel 2.25 dan 2.26 dibawah ini :

Tabel 2. 25 Simpangan Arah Y Bangunan A

Lantai	H (m)	δ_{ye} (mm)	δ_y (mm)	Δ (mm)	Δ Izin	Status
3	4	0.678	3.729	1.0835	76.92308	OK
2	3.6	0.481	2.6455	1.0835	69.23077	OK
1	3.6	0.227	1.2485	1.2485	69.23077	OK

Tabel 2. 26 Simpangan Arah Y Bangunan B

Lantai	H (m)	δ_{ye} (mm)	δ_y (mm)	Δ (mm)	Δ Izin	Status
3	3.2	0.511	2.8105	0.8085	61.53846	OK
2	3.6	0.364	2.002	0.8085	69.23077	OK
1	3.6	0.181	0.9955	0.9955	69.23077	OK

Jika syarat terhadap Δ izin sudah memenuhi, maka dapat dilakukan perhitungan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} = \frac{5,5 \delta_{xe}}{1,0} = 5,5 \delta_{xe} \quad (2.13)$$

$$\frac{\Delta_a}{\rho} = \frac{0,025 h}{1,3} = 0,0192h \quad (2.14)$$

2.9 Perancangan Elemen Struktur

Perencanaan elemen struktur sendiri terdiri dari perencanaan atap, perencanaan *Preliminary Design*, perencanaan balok, perencanaan kolom, perencanaan hubungan balok kolom, perencanaan pelat lantai dan perencanaan tangga.

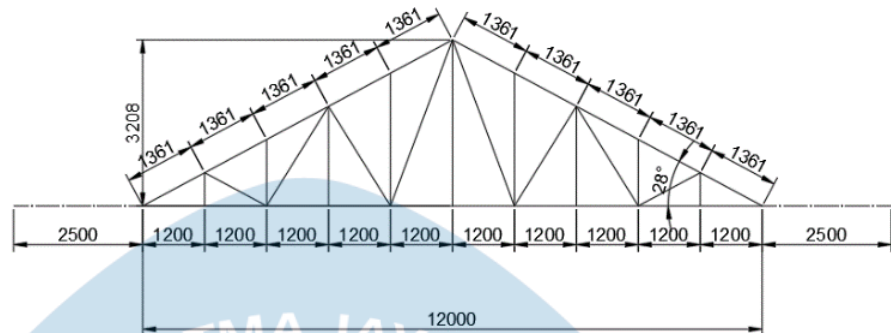
2.9.1 Perancangan Struktur Atap

Pada Gedung Pasar Sambilegi ini memiliki 2 tipe bentuk atap yaitu atap pelana dan atap gergaji. Struktur atap sendiri dibagi menjadi dua bagian yaitu rangka atap dan penomamping rangka atap. Penampang atap sendiri bisa disebut dengan kuda-kuda yang berfungsi sebagai penyangga rangka atap. Selain perencanaan kuda-kuda juga terdapat perencanaan elemen pendukung lainnya berupa perencanaan sagord, perencanaan gording, dan perencanaan sambungan.

2.9.1.1 Perencanaan Gording, Sagord, dan Pembebanan Kuda Kuda

1. Bangunan A

- Berdasarkan Gambar 2.6 diketahui :
- Jarak antar Gording = 1,36 m
- Θ = 30°
- Jarak antar Kuda-Kuda = 4 meter
- Massa Atap Genteng Seng = 10kg
- Massa Plafond = 20 kg
- Berat Gording = 4,51 kg/m'
- F_y baja = 240 MPa
- Tiupan Angin = 0,25 kN/m²



Gambar 2. 11 Potongan Kuda Kuda Bangunan A

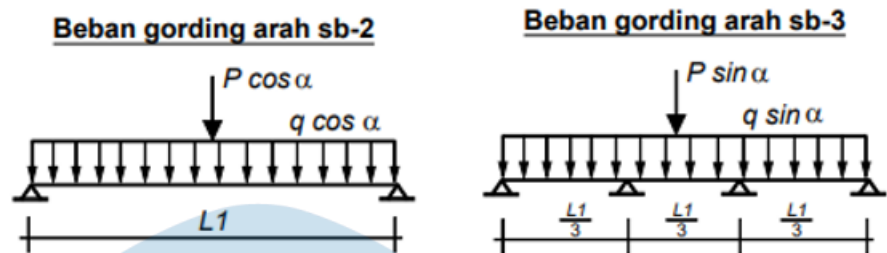
a) Beban Gording :

Beban atap adalah 0,1540 kN/m, beban sendiri gording sebesar 0,471 kN/m, dan berat plafond diperkirakan sebesar 0,471 kN/m. Perhitungan beban gording dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2. 27 Beban Gording

Berat sendiri	Diperkirakan	0,0451 kN/m'
Berat atap	$\frac{\alpha}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$	0,1540 kN/m'
Berat plafon	$\alpha \times \text{berat plafon}$	0,272 kN/m'
Dead Load (DL)	Total beban gording	0,471 kN/m'
Beban Live (L)	Beban pekerja	1 kN

b) Gording (Rencana Momen Gording)



Gambar 2. 12 Beban Gording Arah Sumbu-2 Dan Sumbu-3

Momen pada gording dapat dicari sesuai arah sumbu 2 dan sumbu 3 dengan cara sebagai berikut :

Tabel 2. 28 Momen Gording Arah Sumbu 2 dan Sumbu 3

M_{3D}	$\frac{1}{8} q \cos \alpha (L_1)^2$	0,8320 kNm
M_{3L}	$\frac{1}{4} P \cos \alpha (L_1)$	0,883 kNm
M_{2D}	$\frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L_1}{3}\right)^2$	0,0492 kNm
M_{2L}	$\frac{1}{4} P \sin \alpha \left(\frac{L_1}{3}\right)$	0,1565 kNm

Kemudian Momen *Ultimate* (M_U) dicari dengan kombinasi pembebanan berikut:

$$M_U = 1,4 M_D \quad (2.15)$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L \quad (2.16)$$

Tabel 2. 29 Momen *Ultimate*

M_{3U}	1,165 kNm
M_{3U}	2,411 kNm
M_{2U}	0,069 kNm
M_{2U}	0,309 kNm

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai yang paling besar yaitu : $M_{3,U}$
 $= 2,2411 \text{ kNm}$ dan $M_{2,U} = 0,309 \text{ kNm}$

c) Gording (Cek Tegangan Pada Profil C)

Untuk memeriksa tegangan pada profil C (f_b), maka dipilih profil C
 125 x 50 x 20 dengan tebal 2,3 mm sebagai berikut :

DIMENSION	THICKNESS	SECTION AREA	WEIGHT UNIT	GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		MODULUS OF SECTION		RADIUS OF GYRATION		CENTER OF GRAVITY	SHEAR CENTER	TORSION CONSTANT	WARPING CONSTANT
				I_x	I_y	Z_x	Z_y	r_x	r_y				
H x B x C	t	A	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁶
C 100 x 50 x 20	2.0	4.54	3.56	71	17	14.3	5.4	3.97	1.93	1.87	4.48	605	444
	2.3	5.17	4.06	81	19	16.1	6.0	3.95	1.92	1.86	4.46	912	496
	2.5	5.59	4.39	87	20	17.3	6.5	3.94	1.90	1.86	4.45	1164	528
	2.8	6.20	4.87	95	22	19.1	7.1	3.92	1.89	1.86	4.42	1621	574
	3.0	6.61	5.19	101	23	20.2	7.4	3.91	1.88	1.86	4.41	1982	603
	3.2	7.01	5.50	106	24	21.3	7.8	3.90	1.87	1.86	4.40	2392	630
C 125 x 50 x 20	2.3	5.75	4.51	136	21	21.8	6.2	4.67	1.69	1.69	4.12	1013	755
	2.5	6.21	4.88	147	22	23.3	6.6	4.66	1.69	1.69	4.11	1295	803
	2.8	6.90	5.42	162	24	25.9	7.2	4.64	1.66	1.69	4.08	1804	877
	3.0	7.36	5.78	172	25	27.5	7.6	4.63	1.65	1.69	4.07	2207	922
	3.2	7.81	6.13	181	27	29.0	8.0	4.62	1.64	1.68	4.05	2605	965
C 150 x 50 x 20	2.0	5.54	4.35	185	19	24.7	5.6	5.79	1.87	1.55	3.86	738	971
	2.3	6.32	4.96	210	22	28.0	6.3	5.77	1.86	1.55	3.84	1115	1088
	2.5	6.84	5.37	226	23	30.2	6.8	5.75	1.85	1.55	3.82	1425	1162
	2.8	7.60	5.97	250	26	33.3	7.4	5.73	1.83	1.54	3.80	1987	1267
	3.0	8.11	6.37	265	27	35.4	7.8	5.72	1.82	1.54	3.78	2432	1334
C 150 x 65 x 20	2.0	6.14	4.82	218	36	29.1	8.3	5.96	2.43	2.12	5.19	818	1784
	2.3	7.01	5.50	248	41	33.0	9.4	5.94	2.42	2.12	5.16	1236	2006
	2.5	7.59	5.96	267	44	35.6	10.0	5.93	2.41	2.12	5.15	1581	2148
	2.8	8.44	6.63	295	48	39.4	11.0	5.91	2.39	2.12	5.13	2207	2352
	3.0	9.01	7.07	314	51	41.8	11.6	5.90	2.38	2.11	5.11	2702	2482
	3.2	9.57	7.51	332	54	44.2	12.2	5.89	2.37	2.11	5.09	3265	2608

Gambar 2. 13 Profil C

Dipilih Profil C 125 x 50 x 20 dengan tebal 2,3 mm

Dengan Data-data:

$$I_3 = I_x = 1.360.000 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = I_y = 210.000 \text{ mm}^4$$

$$W_3 = Z_x = 21.800 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 6.200 \text{ mm}^3$$

$$f_b = \frac{M'_{3U}}{\phi W_3} + \frac{M'_{2U}}{\phi W_2} \leq F_y \quad (2.17)$$

Dengan nilai $\phi = 0,9$ untuk lentur dan geser, $W_3 = 21,8 \text{ cm}^3$ dan $W_2 = 6.3 \text{ cm}^3$, nilai f_b didapat sebesar $178,331 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$, sehingga memenuhi syarat. Jika tidak dipenuhi maka pilih profil yang lain.

$$f_b = \frac{2,411}{0,9 \times 21.800} + \frac{0,309}{0,9 \times 6.200} = 178,331 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena $178,331 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman

d) Gording (Cek Defleksi Gording)

Defleksi gording dapat dicari dengan rumus berikut:

$$\text{Defleksi arah sumbu 2} = \delta_2 = \frac{5}{384} \frac{q \cos \alpha (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \frac{P \cos \alpha (L_1)^3}{EI} \quad (2.18)$$

$$\text{Defleksi arah sumbu 3} = \delta_3 = \frac{5}{384} \frac{q \sin \alpha (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \frac{P \sin \alpha (L_1)^3}{EI} \quad (2.19)$$

$$\text{Defleksi gording} = \delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L_1 \quad (2.20)$$

Tabel 2. 30 Perhitungan Defleksi Gording

2	5,1022 mm
δ_3	1,0990 mm
δ	5,2192 mm
$L_1/240$	16,67 mm

Karena nilai $\delta = 5,2192 \leq 16,67$ mm, maka gording aman

e) Sag-rod

Gaya sag-rod untuk beban mati dan beban hidup dapat dicari dengan rumus berikut:

$$F_{tD} = n \cdot \left(\frac{L_1}{3} \cdot q \sin \alpha \right) \quad (2.21)$$

$$F_{tL} = \frac{n}{2} \cdot P \sin \alpha \quad (2.22)$$

Dari kedua persamaan di atas, didapat bahwa $F_{tD} = 1,769$ kN dan $F_{tL} = 1$ kN. Kemudian, nilai gaya sag-rod dimasukkan ke dalam kombinasi beban berikut:

$$F_{tU} = 1,4 \cdot F_{tD} \quad (2.23)$$

$$F_{tU} = 1,2 \cdot F_{tD} + 1,6 F_{tL} \quad (2.24)$$

Didapat bahwa persamaan (23) menghasilkan beban sebesar 2,4722 kN, sedangkan dari persamaan (24) didapat nilai 3,6257 kN. Kemudian, dipilih nilai Ft paling besar.

Setelah mengetahui kombinasi pembebanan maka ditentukan luas batang sag-rod yang dibutuhkan yaitu dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Asr = \frac{F_{tU} \cdot 10^3}{\phi \cdot F_y} \quad (2.24)$$

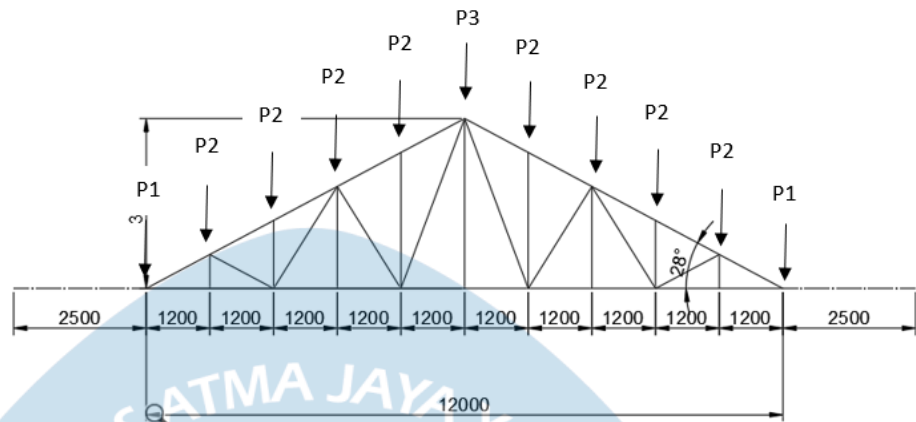
Luas sag-rod yang dibutuhkan adalah sebesar 16,7854 mm², maka diameter sag-rod yang dipilih 10 mm.

f) Beban Kuda Kuda

Beban P₁, P₂, dan P₃ dihitung sesuai dengan panjang gording (jarak antar kuda-kuda) dan jarak gording (lebar atap yang didukung). Perhitungan beban kuda kuda dapat dilihat pada Tabel 2.31

Tabel 2. 31 Perhtingan Beban Pada Kuda Kuda

Beban P₁		
Berat sendiri kuda-kuda	$\frac{a}{2} \times \text{berat kuda - kuda}$	0,30 kN
Berat gording	$L_1 \times \text{berat gording per - m'}$	0,18 kN
Berat atap	$\frac{(\frac{a}{2} + b)}{\cos \alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	2,16 kN
Berat plafon	$(\frac{a}{2} + b) \times L_1 \times \text{berat plafon}$	2,48 kN
Jumlah Beban P₁ =		5,12 kN
Beban P₂		
Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda - kuda}$	0,60 kN
Berat gording	$L_1 \times \text{berat gording per - m'}$	1,18 kN
Berat atap	$\frac{a}{\cos \alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	0,83 kN
Berat plafon	$a \times L_1 \times \text{berat plafon}$	0,96 kN
Jumlah Beban P₂ =		2,57 kN
Beban P₃		
Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda - kuda}$	0,60 kN
Berat gording	$2 \times L_1 \times \text{berat gording/m'}$	0,36 kN
Berat atap	$\frac{a}{\cos \alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	0,83 kN
Berat plafon	$a \times L_1 \times \text{berat plafon}$	0,96 kN
Jumlah Beban P₃ =		2,75 kN



Gambar 2. 14 Arah Beban Angin

g) Beban Angin

Diketahui arah angin datang sebesar 30° dan arah angin pergi sebesar 30° . Maka dapat ditentukan beban angin ditentukan oleh koefisien angin tiup (C_{ti}) dan angin isap (C_{is}) yang terdapat seperti pada gambar

Arah Angin	h/L	Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi		
		Sudut, θ (derajat)								Sudut, θ (derajat)		
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,01 θ	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,18	-0,18	0,0 ^a	0,2	0,2	0,3	0,4	0,01 θ	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3 ^b	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0 ^a	0,01 θ	-0,7	-0,6	-0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang					C_p					

Gambar 2. 15 Koefisien Angin Datang dan Angin Pergi

Setelah diketahui nilai koefisien angin tiup dan angin hisap maka ditentukan beban angin dapat dicari dengan rumus berikut, dengan L merupakan jarak antar kuda kuda yaitu 4 m dan Q_w merupakan tiupan angin sebesar $0,25 \text{ kN/m}^2$:

$$\text{Beban } W1 = \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.25)$$

$$\text{Beban } W2 = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.26)$$

$$\text{Beban W3} = \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.27)$$

$$\text{Beban W4} = \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \quad (2.28)$$

$$\text{Beban W5} = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \quad (2.29)$$

$$\text{Beban W6} = \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \quad (2.30)$$

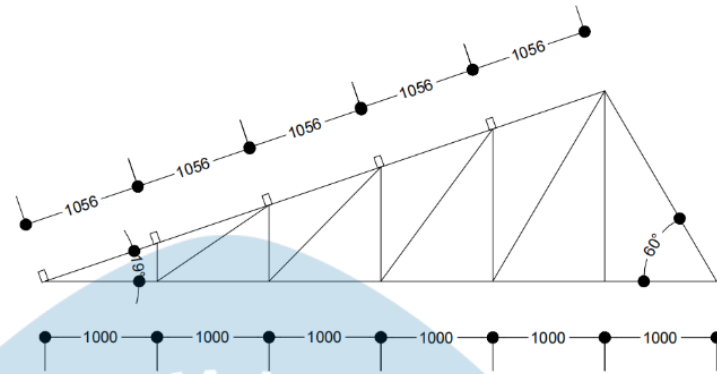
Tabel 2. 32 Beban Angin

Beban W1	$\frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$	1,0533 kN
Beban W2	$\frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$	0,4077 kN
Beban W3	$\frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$	0,2039 kN
Beban W4	$\frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$	0,4077 kN
Beban W5	$\frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$	0,8155 kN
Beban W6	$\frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$	2,1066 kN

2. Bangunan B

Berdasarkan Gambar 2.16 diketahui :

- Jarak antar Gording = 1,06 m
- Θ = 20°
- Jarak antar Kuda-Kuda = 4 meter
- Massa Atap Genteng Seng = 10kg
- Massa Plafond = 20 kg
- Berat Gording = 4,51 kg/m'
- Fy baja = 240 MPa
- Tiupan Angin = 0,25 kN/m²



Gambar 2. 16 Potongan Kuda Kuda Bangunan B

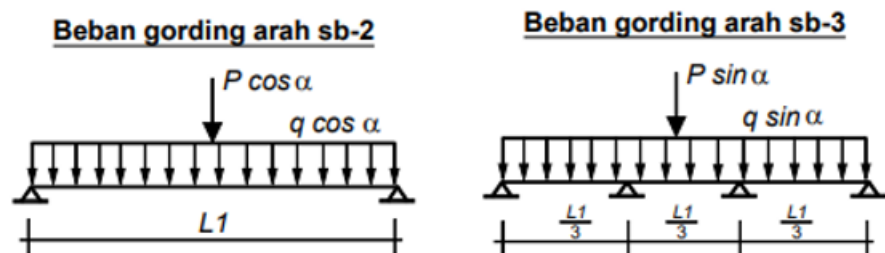
a) **Beban Gording :**

Beban atap adalah 0,1121 kN/m, beban sendiri gording sebesar 0,471 kN/m, dan berat plafond diperkirakan sebesar 0,471 kN/m. Perhitungan beban gording dapat dilihat pada Tabel 2.33 berikut:

Tabel 2. 33 Beban Gording

Berat sendiri	Diperkirakan	0,0451 kN/m'
Berat atap	$\frac{\alpha}{\cos \alpha} \times \text{berat atap}$	0,1121 kN/m'
Berat plafon	$\alpha \times \text{berat plafon}$	0,212 kN/m'
Dead Load (DL)	Total beban gording	0,369 kN/m'
Beban Live (L)	Beban pekerja	1 kN

b) **Gording (Rencana Momen Gording)**



Gambar 2. 17 Beban Gording Arah Sumbu-2 Dan Sumbu-3

Momen pada gording dapat dicari sesuai arah sumbu 2 dan sumbu 3 dengan cara sebagai berikut :

Tabel 2. 34 Momen Gording Arah Sumbu 2 dan Sumbu 3

M_{3D}	$\frac{1}{8} q \cos \alpha (L_1)^2$	0,6981 kNm
M_{3L}	$\frac{1}{4} P \cos \alpha (L_1)$	0,946 kNm
M_{2D}	$\frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L_1}{3}\right)^2$	0,0267 kNm
M_{2L}	$\frac{1}{4} P \sin \alpha \left(\frac{L_1}{3}\right)$	0,1085 kNm

Kemudian Momen *Ultimate* (M_U) dicari dengan kombinasi pembebanan berikut:

$$M_U = 1,4 M_D \quad (2.31)$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L \quad (2.32)$$

Tabel 2. 35 Momen *Ultimate*

M_{3U}	0,977 kNm
M_{3U}	2,351 kNm
M_{2U}	0,037 kNm
M_{2U}	0,206 kNm

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih nilai yang paling besar yaitu : **$M_{3,U} = 2,351$ kNm dan $M_{2,U} = 0,206$ kNm**

c) Gording (Cek Tegangan Pada Profil C)

Untuk memeriksa tegangan pada profil C (f_b), maka digunakan rumus sebagai berikut :

DIMENSION	THICKNESS	SECTION AREA	WEIGHT UNIT	GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		MODULUS OF SECTION		RADIUS OF GYRATION		CENTER OF GRAVITY	SHEAR CENTER	TORSION CONSTANT	WARPING CONSTANT
H x B x C	t	A	kg/m	I _x	I _y	Z _x	Z _y	r _x	r _y	C _y	X _o	J	C _w
mm	mm	cm ²		cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁶
C 100 x 50 x 20	2.0	4.54	3.56	71	17	14.3	5.4	3.97	1.93	1.87	4.48	605	444
	2.3	5.17	4.06	81	19	16.1	6.0	3.95	1.92	1.86	4.46	612	496
	2.5	5.59	4.39	87	20	17.3	6.5	3.94	1.90	1.86	4.45	1164	528
	2.8	6.20	4.87	95	22	19.1	7.1	3.92	1.89	1.86	4.42	1621	574
	3.0	6.61	5.19	101	23	20.2	7.4	3.91	1.88	1.86	4.41	1982	603
	3.2	7.01	5.50	106	24	21.3	7.8	3.90	1.87	1.86	4.40	2392	630
C 125 x 50 x 20	2.3	5.75	4.51	136	21	21.8	6.2	4.67	1.89	1.69	4.12	1013	755
	2.5	6.21	4.88	147	22	23.3	6.6	4.66	1.88	1.69	4.11	1293	805
	2.8	6.90	5.42	162	24	25.9	7.2	4.64	1.86	1.69	4.08	1804	877
	3.0	7.36	5.78	172	25	27.5	7.6	4.63	1.85	1.69	4.07	2207	922
	3.2	7.81	6.13	181	27	29.0	8.0	4.62	1.84	1.68	4.05	2605	965
	C 150 x 50 x 20	2.0	5.54	4.35	185	19	24.7	5.6	5.79	1.87	1.55	3.86	738
2.3		6.32	4.96	210	22	28.0	6.3	5.77	1.86	1.55	3.84	1115	1088
2.5		6.84	5.37	226	23	30.2	6.8	5.75	1.85	1.55	3.82	1425	1162
2.8		7.60	5.97	250	26	33.3	7.4	5.73	1.83	1.54	3.80	1987	1267
3.0		8.11	6.37	265	27	35.4	7.8	5.72	1.82	1.54	3.78	2432	1334
3.2		8.61	6.76	280	28	37.4	8.2	5.71	1.81	1.54	3.77	2938	1398
C 150 x 65 x 20	2.0	6.14	4.82	218	36	29.1	8.3	5.96	2.43	2.12	5.19	818	1784
	2.3	7.01	5.50	248	41	33.0	9.4	5.94	2.42	2.12	5.16	1236	2006
	2.5	7.59	5.96	267	44	35.6	10.0	5.93	2.41	2.12	5.15	1581	2148
	2.8	8.44	6.63	295	48	39.4	11.0	5.91	2.39	2.12	5.13	2207	2352
	3.0	9.01	7.07	314	51	41.8	11.6	5.90	2.38	2.11	5.11	2702	2482
	3.2	9.57	7.51	332	54	44.2	12.2	5.89	2.37	2.11	5.09	3265	2608

Gambar 2. 18 Profil C

Dipilih Profil C 125 x 50 x 20 dengan tebal 2,3 mm

Dengan Data-data:

$$I3 = Ix = 1.360.000 \text{ mm}^4$$

$$I2 = Iy = 210.000 \text{ mm}^4$$

$$W3 = Zx = 21.800 \text{ mm}^3$$

$$W2 = Zy = 6.200 \text{ mm}^3$$

$$f_b = \frac{M'_3 U}{\varphi W_3} + \frac{M'_2 U}{\varphi W_2} \leq F_y \quad (2.33)$$

Dengan nilai $\varphi = 0,9$ untuk lentur dan geser, $W3 = 21,8 \text{ cm}^3$ dan $W2 = 6,3 \text{ cm}^3$, nilai f_b didapat sebesar $156.671 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$, sehingga memenuhi syarat. Jika tidak dipenuhi maka pilih profil yang lain.

$$f_b = \frac{2,351}{0,9 \times 21.800} + \frac{0,206}{0,9 \times 6.200} = 156.671 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

Karena $156.671 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$ maka tegangan profil C aman

d) Gording (Cek Defleksi Gording)

Defleksi gording dapat dicari dengan rumus berikut:

- Defleksi arah sumbu 2

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{q \cos \alpha (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \frac{P \cos \alpha (L_1)^3}{EI} \quad (2.34)$$

- Defleksi arah sumbu 3

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \frac{q \sin \alpha (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \frac{P \sin \alpha (L_1)^3}{EI} \quad (2.35)$$

- Defleksi gording

$$\delta = \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} L_1 \quad (2.36)$$

Tabel 2. 36 Perhitungan Defleksi Gording

δ_2	4,2827 mm
δ_3	0,5975 mm
δ	4,3242 mm
$L_1/240$	16,67 mm

Karena nilai $\delta = 4,3242 \leq 16,67$ mm, maka gording aman

e) Sag-rod

Gaya sag-rod untuk beban mati dan beban hidup dapat dicari dengan rumus berikut:

$$F_{tD} = n \cdot \left(\frac{L_1}{3} \cdot q \sin \alpha \right) \quad (2.37)$$

$$F_{tL} = \frac{n}{2} \cdot P \sin \alpha \quad (2.38)$$

Dari kedua persamaan di atas, didapat bahwa $F_{tD} = 0,962$ kN kN dan $F_{tL} = 1$ kN. Kemudian, nilai gaya sag-rod dimasukkan ke dalam kombinasi beban berikut:

$$F_{tU} = 1,4 \cdot F_{tD} \quad (2.39)$$

$$F_{tU} = 1,2 \cdot F_{tD} + 1,6 F_{tL} \quad (2.40)$$

Didapat bahwa persamaan (39) menghasilkan beban sebesar 1,3436 kN, sedangkan dari persamaan (40) didapat nilai 2,1958 kN. Kemudian, dipilih nilai Ft paling besar.

Setelah mengetahui kombinasi pembebanan maka ditentukan luas batang sag-rod yang dibutuhkan yaitu dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$Asr = \frac{F_{tU} \cdot 10^3}{\phi \cdot F_y} \quad (2.41)$$

Luas sag-rod yang dibutuhkan adalah sebesar 10,1656 mm², maka diameter sag-rod yang dipilih 10 mm.

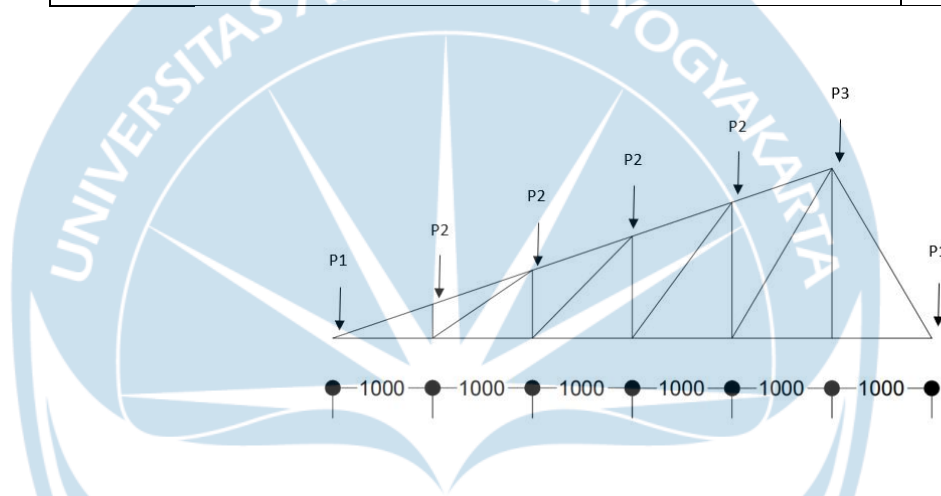
f) Beban Kuda Kuda

Beban P1, P2, dan P3 dihitung sesuai dengan panjang gording (jarak antar kuda-kuda) dan jarak gording (lebar atap yang didukung). Perhitungan beban kuda kuda dapat dilihat pada Tabel 2.38

Tabel 2. 37 Perhtingan Beban Pada Kuda Kuda Bangunan B

Beban P₁ 19'		
Berat sendiri kuda-kuda	$\frac{a}{2} \times \text{berat kuda - kuda}$	0,25 kN
Berat gording	$L_1 \times \text{berat gording per - } m'$	0,18 kN
Berat atap	$\frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos\alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	0,23 kN
Berat plafon	$\left(\frac{a}{2} + b\right) \times L_1 \times \text{berat plafon}$	0,40 kN
Jumlah Beban P₁ 19' =		1,06 kN
Beban P₁ 60'		
Berat sendiri kuda-kuda	$\frac{a}{2} \times \text{berat kuda - kuda}$	0,25 kN
Berat gording	$L_1 \times \text{berat gording per - } m'$	0,18 kN
Berat atap	$\frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos\alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	0,44 kN
Berat plafon	$\left(\frac{a}{2} + b\right) \times L_1 \times \text{berat plafon}$	0,40 kN
Jumlah Beban P₁ 60' =		1,27 kN
Beban P₂		
Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda - kuda}$	0,50 kN
Berat gording	$L_1 \times \text{berat gording per - } m'$	1,18 kN
Berat atap	$\frac{a}{\cos\alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	0,47 kN
Berat plafon	$a \times L_1 \times \text{berat plafon}$	0,80 kN
Jumlah Beban P₂ =		1,94 kN
Beban P₃ 19'		
Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda - kuda}$	0,50 kN
Berat gording	$2 \times L_1 \times \text{berat gording}/m'$	0,36 kN
Berat atap	$\frac{a}{\cos\alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	0,47 kN

Berat plafon	$a \times L_1 \times \text{berat plafon}$	0,80 kN
Jumlah Beban P₃19' =		2,13 kN
Beban P₃60'		
Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda – kuda}$	0,50 kN
Berat gording	$2 \times L_1 \times \text{berat gording/m'}$	0,36 kN
Berat atap	$\frac{a}{\cos\alpha} \times L_1 \times \text{berat atap}$	0,89 kN
Berat plafon	$a \times L_1 \times \text{berat plafon}$	0,80 kN
Jumlah Beban P₃60' =		2,34 kN



Gambar 2. 19 Arah Beban Angin

g) Beban Angin

Diketahui jika arah angin datang sebesar 20° dan arah angin pergi sebesar 20° . Maka dapat ditentukan beban angin ditentukan oleh koefisien angin tiup (C_{ti}) dan angin isap (C_{is}) yang terdapat seperti pada gambar

Arah Angin	h/L	Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi			
		Sudut, θ (derajat)								Sudut, θ (derajat)			
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20	
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,4	0,01 θ	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,01 θ	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3 ^b	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,01 θ	-0,7	-0,6	-0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang				C_p							

Gambar 2. 20 Koefisien Angin Datang dan Angin Pergi

Setelah diketahui nilai koefisien angin tiup dan angin hisap maka ditentukan beban angin dapat dicari dengan rumus berikut, dengan L merupakan jarak antar kuda kuda yaitu 4 m dan Q_w merupakan tiupan angin sebesar $0,25 \text{ kN/m}^2$:

$$\text{Beban W1} = \frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.42)$$

$$\text{Beban W2} = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.43)$$

$$\text{Beban W3} = \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w \quad (2.44)$$

$$\text{Beban W4} = \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \quad (2.45)$$

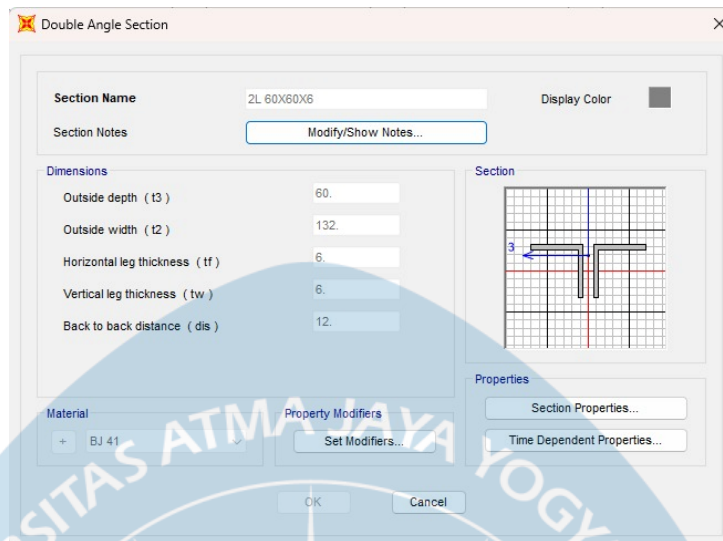
$$\text{Beban W5} = \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w \quad (2.46)$$

Tabel 2. 38 Beban Angin

Beban W1	$\frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$	0,1586 kN
Beban W2	$\frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$	0.3173 kN
Beban W3	$\frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L \times Q_w$	0,1586 kN
Beban W4	$\frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$	0,6000 kN
Beban W5	$\frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L \times Q_w$	3,6000 kN

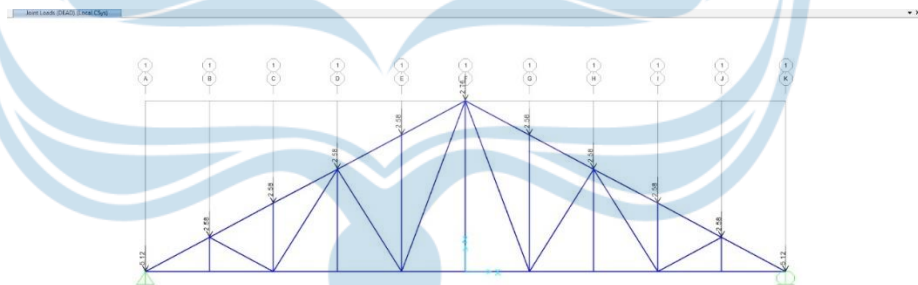
2.9.1.2 Pemodelan Kuda Kuda Baja pada SAP2000

Pemodelan kuda-kuda baja diawali dengan menentukan material profil yang akan digunakan. Profil yang digunakan dalam pemodelan kuda-kuda baja pada rencana atap gedung ini adalah profil 2L dengan dimensi $(60 \times 60 \times 6 - 10)$, seperi yang tertera pada Gambar 2.21 dibawah ini :

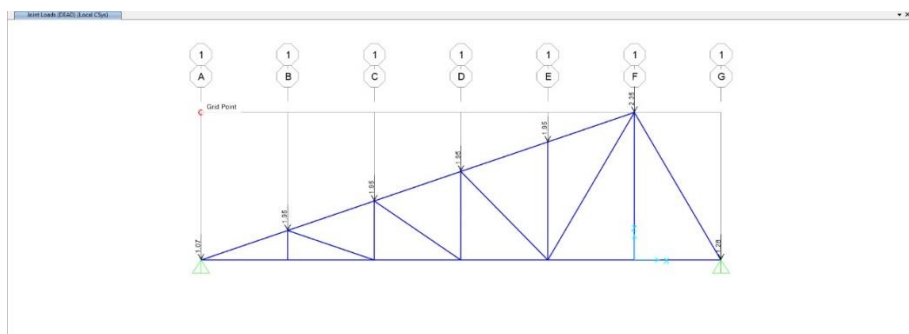


Gambar 2. 21 Profil 2L (60x60x6⁻¹⁰)

Setelah menentukan material profil yang akan digunakan, dilanjutkan dengan melakukan input beban mati (dead load) P1,P2,P3,P4,P5, dan P6 yang bekerja pada setiap *Joint* seperti yang tertera pada Gambar 2.22 dan Gambar 2.23 dibawah ini :

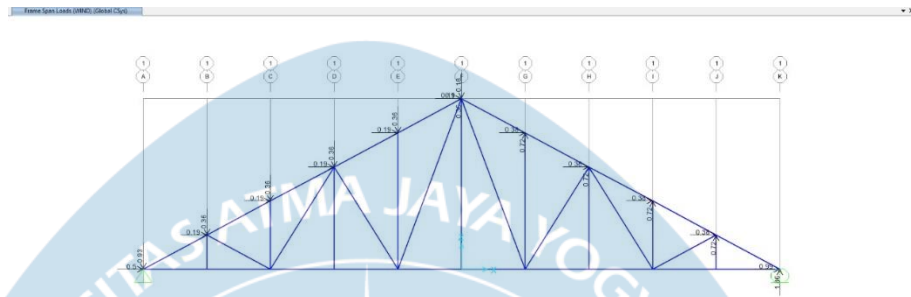


Gambar 2. 22 Beban Mati Bangunan A

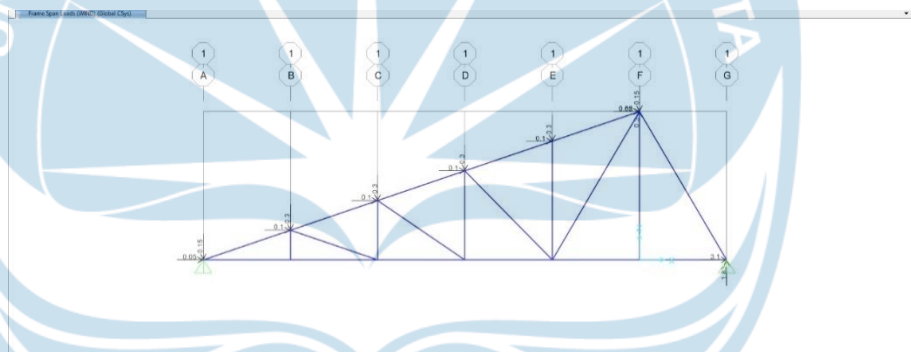


Gambar 2. 23 Beban Mati Bangunan B

Setelah melakukan input beban mati (dead load), dilanjutkan dengan melakukan input beban angin (*wind load*) P1,P2,P3,P4,P5, dan P6 yang bekerja pada setiap *Joint* seperti yang tertera pada Gambar 2.24 dan Gambar 2.25 dibawah ini :

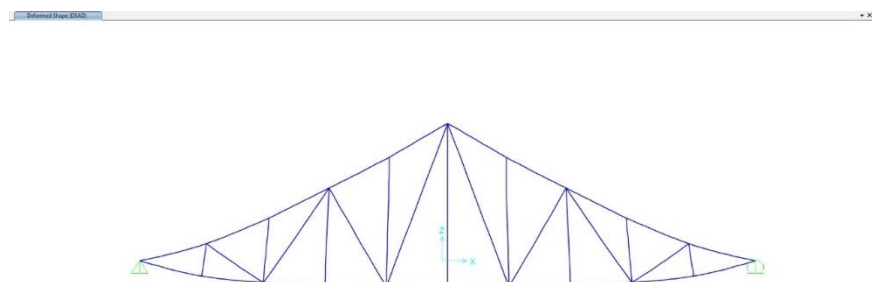


Gambar 2. 24 Beban Angin Atap Bangunan A

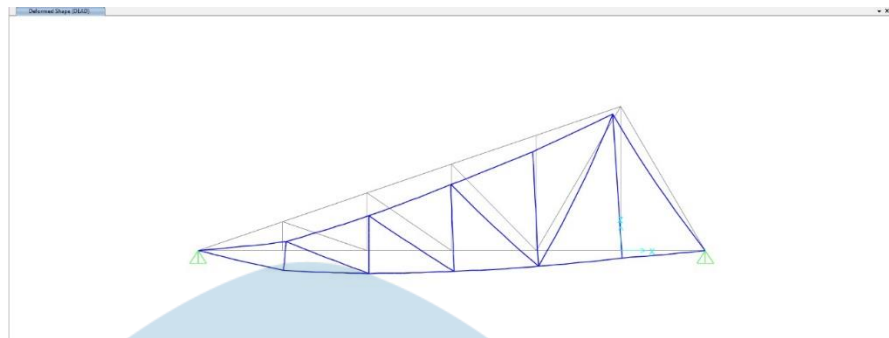


Gambar 2. 25 Beban Angin Atap Bangunan B

Setelah melakukan input beban angin (*wind load*) P1,P2,P3,P4,P5, dan P6 yang bekerja pada setiap *Joint* , kemudian *Run* program dan tampak akibat dari gaya yang bekerja pada batang seperti pada Gambar 2.26 dan Gambar 2.27 dibawah ini :

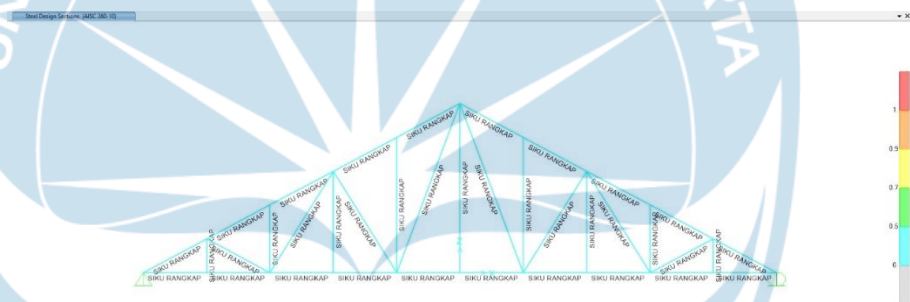


Gambar 2. 26 *Run* Atap Bangunan A (SAP 2000)

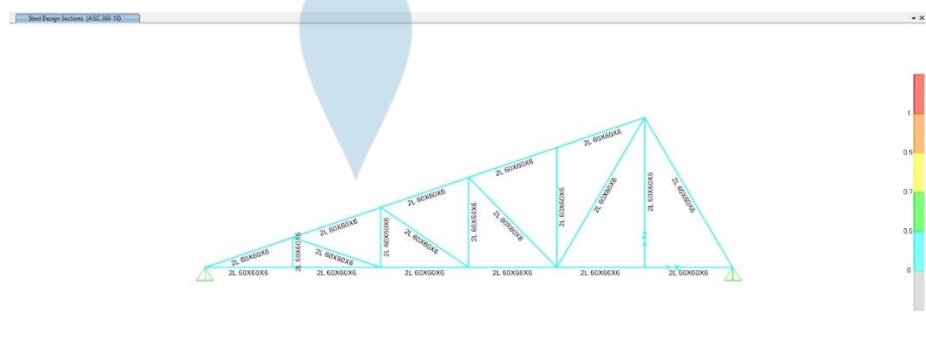


Gambar 2. 27 *Run* Atap Bangunan B (SAP 2000)

Setelah melakukan *Run* program sehingga tampak akibat dari gaya yang bekerja pada batang, kemudian melakukan start steel design atau *Check Of Structure* untuk mengetahui apakah profil yang direncanakan sudah aman yang terindikasi seperti pada Gambar 2.28 dan Gambar 2.29 dibawah ini :



Gambar 2. 28 *Check Of Structure A*



Gambar 2. 29 *Check Of Structure B*

2.9.1.3 Rekapitulasi Gaya Batang

Setelah melakukan pemodelan kuda-kuda baja pada program SAP 2000, didapatkan rekapitulasi Beban Ultimit pada setiap batang eksterior maupun interior sebagai berikut :

- 1) Bangunan A
 - a) Eksterior
 - Batang Tekan : 43,786 (L= 1.361 m)
 - Batang Tarik : 38,571 (L=1.2 m)
 - b) Interior
 - Batang Tekan : 7.92 (L= 1.134 m)
 - Batang Tarik : 12,52 (L= 3,425 m)
- 2) Bangunan B
 - a) Eksterior
 - Batang Tekan : 10,389 (L =1,428 m)
 - Batang Tarik : 14,561 (L = 1,972 m)
 - b) Interior
 - Batang Tekan : 38,353 (L = 0,528 m)
 - Batang Tarik : 36,312 (L= 1 m)

2.9.1.4 Rencana Elemen Kuda Kuda Baja

1. Bangunan A

Perencanaan elemen kuda-kuda menggunakan baja profil 2L 60X60X6-12. Pada perencanaan elemen ini yang perlu diperhatikan yaitu batang tekan dan batang tarik. Pada perencanaan Gedung Pasar Sambilegi ini seluruh elemen kuda-kudanya mengalami gaya tekan, gaya tekan sendiri merupakan gaya batang yang memiliki nilai *negative*. Perencanaan elemen sendiri dilakukan dengan maksud mengecek kelangsingan profil, stabilitas profil, kapasitas momen, kapasitas geser dan kontrol lendutan

- $A = 691 \text{ mm}^2$
- $I_x = I_y = 228000 \text{ mm}^4$
- $i_x = i_y = 18,2 \text{ mm}$
- $C_x = C_y = 16,9 \text{ mm}$

- $T_p = 12 \text{ mm}$
- Konstanta torsi (J) = 2673 mm^3
- Modulus geser baja (G) = 77200

Properti Profil Gabungan 2L 60x60x6 tp=12

$$A_g = 2 \times 480,2 = 1382 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 228000 = 456000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_y + A_g(c_y + \frac{tp}{2})^2)$$

$$I_{yg} = (228000 + 1382(16,9 + \frac{12}{2})^2) = 952734,62 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = 18,2 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} = \sqrt{\frac{952734,62}{1382}} = 26,25 \text{ mm}$$

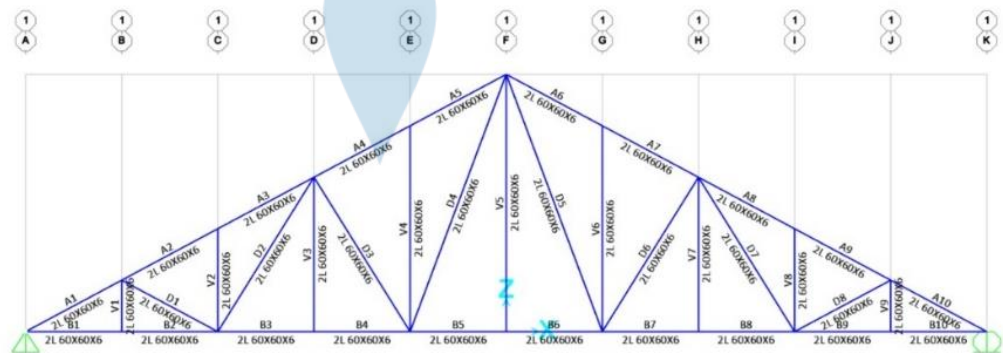
$$X_0 = 0 \text{ mm}$$

$$Y_0 = C_y - \frac{t}{2} = 16,9 - \frac{6}{2} = 13,9 \text{ mm}$$

$$\bar{r}_0 = \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 = \frac{456000 + 952734,62}{1382} + 0^2 + 13,9^2$$

$$= 1212,555 \text{ mm}^2$$

$$H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{\bar{r}_0} = 1 - \frac{0^2 + 13,9^2}{1212,555} = 0,841$$



Gambar 2. 30 Profil Kuda Kuda Bangunan A

a) Cek Batang Tekan

1) Eksterior

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 12,728$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,728$ maka penampang non langsing

Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$- \frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1360,75}{18,2} = 74,766$$

$$- F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{74,766^2} = 112,4 \text{ MPa}$$

$$- 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133,219$$

$$- \frac{KL}{r_x} = 74,613 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$- F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 185,886$$

- Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$- a = 1360,75 \text{ mm}$$

$$- \frac{a}{r} = \frac{1360,75}{18,2} = 74,766 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$- \left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$$

$$- = \sqrt{\left(\frac{1 \times 1360,75}{18,2}\right)^2 + 0,5 \times 74,766^2} = 83,591$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 83,591 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219$ maka menggunakan

$$\text{persamaan } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 185,886$$

$$- F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{83,591^2} = 282,492 \text{ MPa}$$

Batang Tekan

$$- F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 172,613 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 - F_{crz} &= \frac{GJ}{A \times r_0} = \frac{77200 \times 2673}{691 \times 121,555} = 246,284 \text{ MPa} \\
 - F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\
 &= \left(\frac{172,613 + 246,284}{2 \times 0,841} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 172,613 \times 246,284 \times 0,841}{(172,613 + 246,284)^2}} \right] = 56,740 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kekuatan Tekan Desain

- $F_{cr} = 185,886 \text{ Mpa}$ (pemeriksaan tekuk lentur)
 - $F_{cr} = 56,740 \text{ Mpa}$ (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)
- Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 56,740 \text{ MPa}$
- $\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 56,740 \times 1382 = 70,574 \text{ kN}$
 - $\phi_c P_n = 70,574 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 43.786 \text{ kN}$ (**aman**)

2) Interior

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 12,728$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,728$ maka penampang non langsing

Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$- \frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1134,11}{18,2} = 62,314$$

$$- F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{62,314^2} = 508,349 \text{ MPa}$$

$$- 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r_x} = 6,314 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219 ,$$

sehingga F_{cr} diambil dari persamaan

$$- F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 203,491 \text{ MPa}$$

- Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$- a = 1134,11 \text{ mm}$$

$$- \frac{a}{r} = \frac{1134,11}{15,2} = 62,314 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\begin{aligned}
 - \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \\
 &= \sqrt{\left(\frac{1 \times 1134,11}{15,2}\right)^2 + 0,5 \times 74,6125^2} = 69,669
 \end{aligned}$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 69,669 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219$ maka menggunakan

$$\text{persamaan } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}, \right] F_y = 203,491$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{62,314^2} = 406,697 \text{ MPa}$$

Batang Tekan

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}, \right] F_y = 193,285 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times \bar{r}_0} = \frac{77200 \times 2673}{961 \times 1212,555} = 246,284 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\
 &= \left(\frac{193,285 + 246,284}{2 \times 0,841} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 193,285 \times 246,284 \times 0,841}{(193,285 + 246,284)^2}} \right] = 60,700 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kekuatan Tekan Desain

- $F_{cr} = 203,491 \text{ MPa}$ (pemeriksaan tekuk lentur)
 - $F_{cr} = 60,700 \text{ MPa}$ (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)
- Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 60,700 \text{ MPa}$
- $\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 60,700 \times 960 = 75,498 \text{ kN}$
 - $\phi_c P_n = 75,498 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 7,92 \text{ kN}$ (aman)

b) Batang Tarik

1) Eksterior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1200}{18,2} = 65,934 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = F_y A_g = 250 \times 1382 = 345.500 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 310,95 \text{ kN} > P_u = 38.571 \text{ kN (aman)}$$

2) Interior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{3425,09}{18,2} = 188,192 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = F_y A_g = 250 \times 1382 = 345.0\backslash500 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 310,95 \text{ kN} > P_u = 12,52 \text{ kN (aman)}$$

2. Bangunan B

Profil L 60x60x6-12

$$A = 691 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = 228000 \text{ mm}^4$$

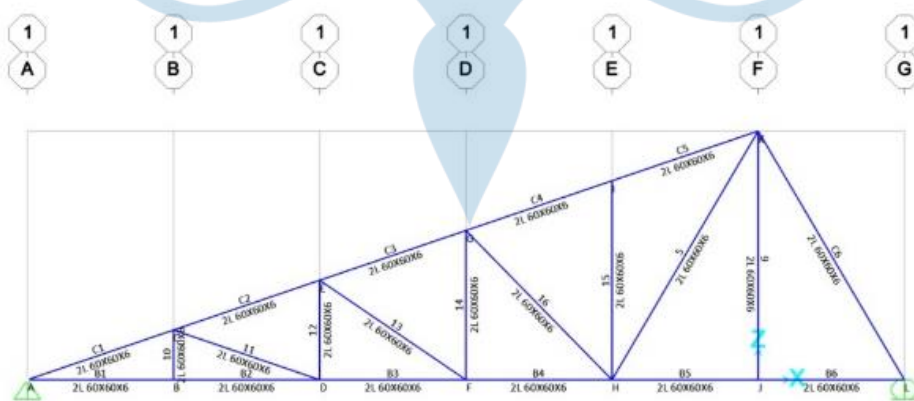
$$i_x = i_y = 18,2 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 16,9 \text{ mm}$$

$$T_p = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Konstanta torsi (J)} = 2673 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus geser baja (G)} = 77200$$



Gambar 2. 31 Profil Kuda Kuda Bangunan B

Properti Profil Gabungan 2L 60x60x6 tp=12

$$A_g = 2 \times 480,2 = 1382 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 228000 = 456000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_y + A_g(c_y + \frac{tp}{2})^2)$$

$$I_{yg} = (228000 + 1382 (16,9 + \frac{12}{2})^2) = 952734,62 \text{ mm}^4$$

$$rxg = 18,2 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} = \sqrt{\frac{952734,62}{1382}} = 26,25 \text{ mm}$$

$$X_0 = 0 \text{ mm}$$

$$Y_0 = C_y - \frac{t}{2} = 16,9 - \frac{6}{2} = 13,9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 \\ &= \frac{456000 + 952734,62}{1382} + 0^2 + 13,9^2 = 1212,555 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{\bar{r}_0} = 1 - \frac{0^2 + 13,9^2}{1212,555} = 0,841$$

1) Batang Tekan

a) Eksterior

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 12,728$$

$$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,728 \text{ maka penampang non langsing}$$

Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 528,11}{18,2} = 29,017$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{29,017^2} = 2344,357 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r_x} = 29,017 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = 239,087$$

Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$a = 528,11 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{528,11}{18,2} = 29,017 \leq 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right) = 32,442$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 32,442 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219$ maka menggunakan

$$\text{persamaan } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = 239,087$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{29,017^2} = 1875,486 \text{ MPa}$$

Batang Tekan

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = 236,434 \text{ Mpa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times \bar{r}^2} = \frac{77200 \times 2673}{691 \times 1212,555} = 246,284 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right]$$

$$= \left(\frac{236,434 + 246,284}{2 \times 0,841}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 236,434 \times 246,284 \times 0,841}{(236,434 + 246,284)^2}}\right] = 67,760 \text{ MPa}$$

Kekuatan Tekan Desain

$$F_{cr} = 239,087 \text{ Mpa (pemeriksaan tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 67,760 \text{ Mpa (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)}$$

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 67,760 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 67,760 \times 1382 = 84,280 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 84,280 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 38,353 \text{ kN (aman)}$$

b) Interior

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 12,728$$

$\lambda = 10 < \lambda_r = 12,728$ maka penampang non langsing

Pemeriksaan Tekuk Lentur (Terhadap Sumbu X-X)

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 1428,43}{18,2} = 78,485$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{78,485^2} = 320,446 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r_x} = 78,485 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219, \text{ sehingga } F_{cr} \text{ diambil dari persamaan}$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 180,354 \text{ Mpa}$$

Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$a = 1428,43 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r} = \frac{1428,43}{18,2} = 78,485 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r} \right)_m$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r} \right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i} \right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{1 \times 1428,43}{18,2} \right)^2 + 0,5 \times 78,485^2} = 87,749 \end{aligned}$$

Karena $\left(\frac{KL}{r} \right)_m = 87,749 \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219$ maka menggunakan

$$\text{persamaan } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 180,354 \text{ Mpa}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{87,749^2} = 256,357 \text{ MPa}$$

Batang Tekan

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = 166,216$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0} = \frac{77200 \times 2673}{691 \times 1212,555} = 246,284 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \\ &= \left(\frac{166,216 + 246,284}{2 \times 0,835} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 166,216 \times 246,284 \times 0,835}{(166,216 + 246,284)^2}} \right] = 55,428 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kekuatan Tekan Desain

$F_{cr} = 180,354 \text{ MPa}$ (pemeriksaan tekuk lentur)

$F_{cr} = 55,428 \text{ MPa}$ (pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi)

Dipilih F_{cr} yang memiliki nilai lebih kecil yaitu $F_{cr} = 55,428 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 55,428 \times 1382 = 98,941 \text{ kN}$$

$$\phi_c P_n = 68,941 \text{ kN} > \text{Gaya tekan maksimum} = 10,389 \text{ kN (aman)}$$

2) Batang Tarik

a) Eksterior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1000}{18,2} = 54,945 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = F_y A_g = 250 \times 1382 = 345500 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 310,95 \text{ kN} > P_u = 36,312 \text{ kN (aman)}$$

b) Interior

Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1972,31}{18,2} = 108,369 < 300 \text{ (OK)}$$

Pemeriksaan Leleh Tarik

$$\phi P_n = F_y A_g = 250 \times 1382 = 345500 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 310,95 \text{ kN} > P_u = 14,591 \text{ kN (aman)}$$

2.9.1.5 Perencanaan Sambungan

Untuk Gedung Pasar Sambilegi digunakan tipe sambungan las. Pada perencanaan sambungan kuda kuda hal pertama yang yang harus dilakukan adalah menentukan panjang area yang akan dilas. Panjang area ini dapat ditentukan dengan memperhitungkan titik berat atau *Standard Sectional Dimensions Of Double Angle Steel* yang dapat diambil dari gambar 2.32 dibawah ini .:

Sectional Dimension								Sectional Properties							NOTE
A mm	x mm	B mm	t mm	T mm	r1 mm	r2 mm	Sec. of Area cm ²	Unit Weight kg/m	Geometrical Moment of Inertia (cm ⁴)		Radius of Gyration of Area (cm)		Modulus of Section (cm ³)		
									I _x	I _y	i _x	i _y	S _x	S _y	
2L 25	x	25	3.0	10.0	4.0	2.0	2.86	2.25	1.60	5.85	0.75	1.43	0.90	1.95	
2L 30	x	30	3.0	10.0	4.0	2.0	3.46	2.72	2.84	9.05	0.91	1.62	1.31	2.59	
2L 40	x	40	3.0	10.0	4.5	2.0	4.68	3.67	7.06	18.89	1.23	2.01	2.43	4.20	
			4.0	10.0	6.0	3.0	6.16	4.84	8.96	25.13	1.21	2.02	3.11	5.58	
			5.0	10.0	4.5	3.0	7.52	5.90	10.84	31.81	1.20	2.06	3.83	7.07	
			4.0	10.0	6.5	3.0	6.98	5.48	13.00	34.13	1.36	2.21	3.99	6.83	
2L 45	x	45	5.0	10.0	6.5	3.0	8.60	6.75	15.82	43.07	1.36	2.24	4.91	8.61	
			4.0	10.0	6.5	3.0	7.78	6.11	18.12	45.33	1.53	2.41	4.99	8.24	
2L 50	x	50	5.0	10.0	6.5	3.0	9.60	7.54	22.20	57.22	1.52	2.44	6.18	10.40	
			6.0	10.0	6.5	4.5	11.28	8.85	25.20	67.65	1.49	2.45	7.08	12.30	
			4.0	10.0	6.50	3.0	9.38	7.36	32.00	73.76	1.85	2.80	7.29	11.35	
2L 60	x	60	5.0	10.0	6.5	3.0	11.60	9.11	39.20	93.32	1.84	2.84	9.03	14.36	
			6.0	10.0	8.0	4.0	13.82	10.85	45.60	111.88	1.82	2.85	10.58	17.21	

Gambar 2. 32 Standard Sectional Dimensions Of Double Angle Steel

1) Bangunan A

Setelah melihat Gambar 2.32 $(X_0, Y_0) = (17 ; 17 (60 \times 60 \times 6^{-10}))$ Sehingga didapatkan nilai Y_1 dan Y_3 sebesar :

- $Y_1 = 17$
- $Y_3 = 60 - 17 = 43$

Untuk mencari panjang L_1 dan L_2 maka digunakan rumus sebagai berikut :

- $$L_1 = \frac{Pu \times Y_1}{FE70}$$
- $$L_2 = \frac{Pu \times Y_3}{FE70}$$

Dari perhitungan rumus tersebut dengan FE70 merupakan kekuatan las sebesar 485 Mpa maka didapatkan $L_1 = 135,2 \text{ mm}$ dan $L_2 = 342 \text{ mm}$.

a) Menghitung Tebal Efektif Las Sudut

Untuk menghitung tebal efektif las sudut perlu diketahui W sebagai ukuran Las yaitu 6 mm, perhitungan tebal las dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

- $T_e = 0,707 \times W$

Dari perhitungan yang telah dilakukan maka didapatkan bahwa tebal efektif las sudut sebesar $T_e = 4,242 \text{ mm}$

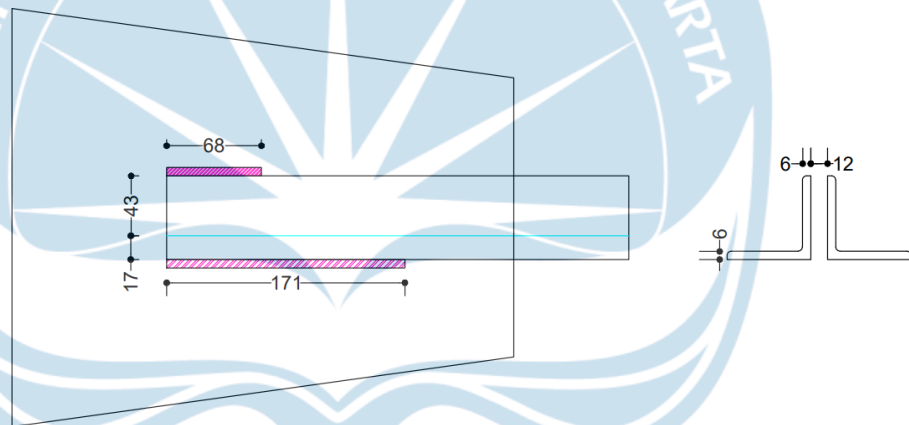
b) Menghitung Kekuatan Las Memanjang (Rnwl)

Kekuatan desain las harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser.

Kekuatan logam las ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut :

- $R_{nwl} (L1) = (0,6F_{EXX})A_{we} = 0,6 \times 485 \times 4,242 \times (135,2/2) = 166,8939$ kN
- $R_{nwl} (L2) = (0,6F_{EXX})A_{we} = 0,6 \times 485 \times 4,242 \times (342/2) = 844,3446$ kN

Karena menggunakan *double* siku maka nilai L dibagi 2.



Gambar 2. 33 Sambungan Las Bangunan A

2) Bangunan B

Setelah melihat Gambar 2.32 $(X_0, Y_0) = (17 ; 17)$ ($60 \times 60 \times 6^{-10}$) Sehingga didapatkan nilai Y_1 dan Y_3 sebesar :

- $Y_1 = 17$
- $Y_3 = 60 - 17 = 43$

Untuk mencari panjang L_1 dan L_2 maka digunakan rumus sebagai berikut :

- $L_1 = \frac{P_u \times Y_1}{F_{E70}}$
- $L_2 = \frac{P_u \times Y_3}{F_{E70}}$

Dari perhitungan rumus tersebut dengan FE70 merupakan kekuatan las sebesar 485 Mpa maka didapatkan $L1 = 135,2 \text{ mm}$ dan $L2 = 342 \text{ mm}$.

a) Menghitung Tebal Efektif Las Sudut

Untuk menghitung tebal efektif las sudut perlu diketahui W sebagai ukuran Las yaitu 6 mm, perhitungan tebal las dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

- $T_e = 0,707 \times W$

Dari perhitungan yang telah dilakukan maka didapatkan bahwa tebal efektif las sudut sebesar $T_e = 4,242 \text{ mm}$

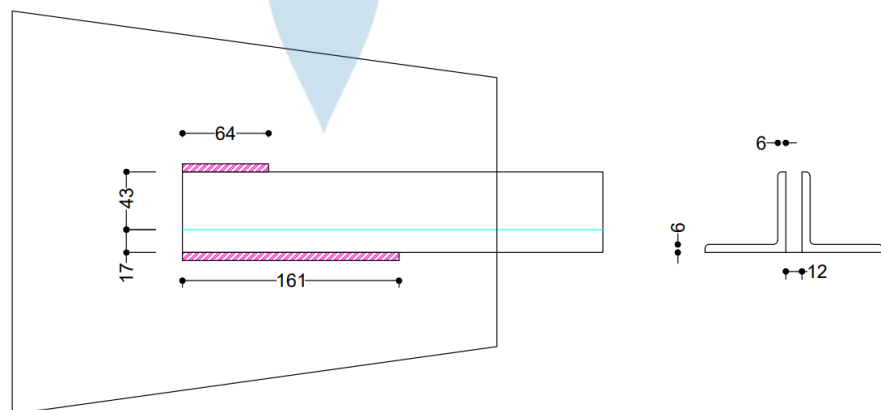
b) Menghitung Kekuatan Las Memanjang (Rnwl)

Kekuatan desain las harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser.

Kekuatan logam las ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut :

- $R_{nwl} (L1) = (0,6F_{EXX})A_{we} = 0,6 \times 485 \times 4,242 \times (127,3/2) = 63,65 \text{ kN}$
- $R_{nwl} (L2) = (0,6F_{EXX})A_{we} = 0,6 \times 485 \times 4,242 \times (321,9/2) = 160,95 \text{ kN}$

Karena menggunakan *double* siku maka nilai L dibagi 2.

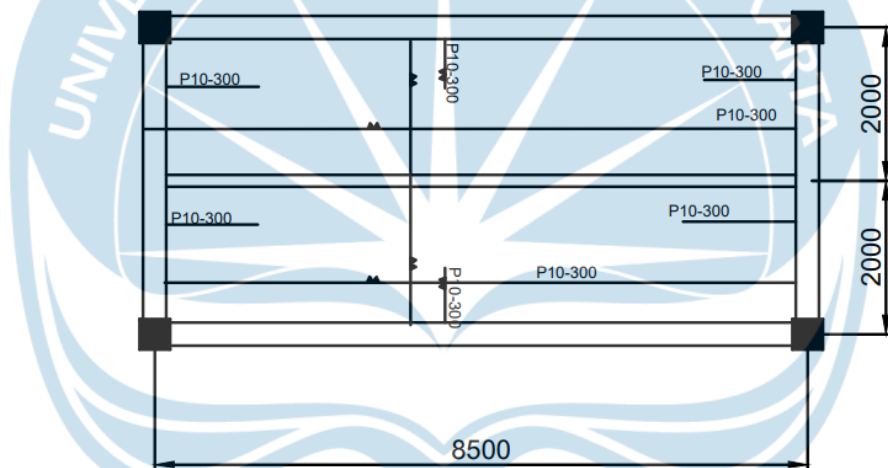


Gambar 2. 34 Sambungan Las Bangunan B

2.9.2 Preliminary Design

2.9.2.1 Menentukan Tebal Pelat Lantai

Menentukan tebal pelat lantai merupakan tahap awal yang dapat dilakukan dalam merancang *Preliminary Design*. *Preliminary Design* pada pelat menjadi ketentuan minimal yang diizinkan untuk mendesain pelat lantai. Ketebalan pelat minimum sendiri telah dinyatakan dalam SNI 2847:2019 (Badan Standarisasi Nasional Indonesia, 2019). Dalam menentukan tebal pelat lantai, digunakan bentang yang terbesar sebagai acuan. Bentang E merupakan terbesar dalam Gedung Pasar Sambilegi dengan dimensi sebesar 8.5 x 2 m yang tampak pada Gambar 2.35



Gambar 2. 35 Pelat Lantai Bentang E

Diketahui *properties* bentang A adalah sebagai berikut :

$$L_y = 8,5 \text{ m} = 850 \text{ cm}$$

$$L_x = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$$

$$L_y/L_x = 4,25$$

Penggunaan pelat pada Gedung Pasar Sambilegi sendiri dihitung melalui acuan (SNI 2847:2019). Untuk menentukan pelat lantai pada perencanaan Gedung Pasar Sambilegi satu arah atau dua arah perlu dilihat melalui rumus sebagai berikut :

- $\frac{L_y}{L_x} < 2$, untuk pelat satu arah
- $\frac{L_y}{L_x} > 2$, untuk pelat dua arah

Pelat lantai pada Gedung Pasar Sambilegi memiliki 7 tipe lantai yaitu A, B, C, D, E, F, dan G. Perhitungan tebal pelat lantai Gedung Pasar Sambilegi ini memiliki pelat lantai satu arah secara keseluruhan. Maka digunakan rumus berikut untuk mencari tebal pelat minimum :

$$h \text{ min} = \frac{Lx \times 1000}{24}$$

Tabel 2. 39 Rekap Tebal Pelat Lantai Tiab Bentang

Bentang	Ly (m)	Lx (m)	Ly/Lx	Fc (Mpa)	Fy (Mpa)	Jenis Pelat	Tebal Pelat asumsi (mm)	h min	h yang dipakai
A	6	2	3,00	25	420	Pelat 1 Arah	120	83,3333	120
B	6	1,5	4,00	25	420	Pelat 1 Arah	120	62,5	120
C	5,75	2	2,88	25	420	Pelat 1 Arah	120	83,3333	120
D	5,75	1,5	3,83	25	420	Pelat 1 Arah	120	62,5	120
E	8,5	2	4,25	25	420	Pelat 1 Arah	120	83,3333	120
F	8,5	1,5	5,67	25	420	Pelat 1 Arah	120	62,5	120
G	8	2,875	2,78	25	420	Pelat 1 Arah	120	119,7917	120

2.9.2.2 Menentukan Dimensi Balok dan Kolom

1. Menentukan Dimensi Balok

Dalam menentukan dimensi balok digunakan SNI 2847:2019, digunakan bentang yang terbesar sebagai acuan. Bentang E merupakan terbesar dalam Gedung Pasar Sambilegi dengan dimensi sebesar 8.5 x 2 m yang tampak pada gambar

Menentukan tinggi minimum balok

$$h = 850/21 = 40,47 \text{ cm (diambil 60cm)}$$

Menentukan lebar balok

$$B = 2/3 \times 40 = 26,98 \text{ cm (diambil 40 cm)}$$

Diketahui *properties* balok sebagai berikut :

Panjang Bentang = 8,5 m

b = 40 cm

h = 60 cm

Selimut beton = 4 cm

Diameter sengkang = 10 mm

Diameter tulangan utama = 22 mm

Dimensi Kolom (asumsi) = 500 × 500 (mm)

Cek syarat dimensi penampang balok SRPMK

a. $L_n \geq 4d$

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

$$4d = 4 \times 539 = 2156 \text{ mm}$$

$$L_n = 8500 - 500 = 3500 \text{ (lebih besar dari } 4d = 2156) \text{ OK}$$

b. $B_w \geq 0,3h$

$$B_w = 400 \text{ (lebih besar dari } 0,3h = 180) \text{ OK}$$

$$400 \geq 180 \text{ OK}$$

Maka balok dengan dimensi 600 x 400 (mm) **memenuhi syarat** dimensi penampang balok SRPMK.

2. Menentukan Dimensi Kolom

Diketahui :

$$\text{Dimensi kolom} = 500 \times 500 \text{ (mm)}$$

Cek syarat dimensi penampang kolom SRPMK

a. $b < h$

$b = 500$

$h = 500$

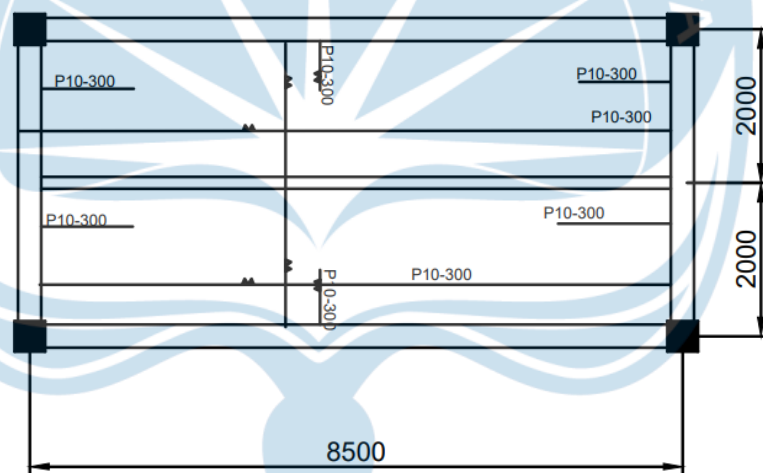
$b = h = 500$ (lebar dan panjang kolom sama sehingga memenuhi syarat $b < h$)

b. $b \geq 300$

(karena $b > 300$ mm maka dapat disebut memenuhi syarat dimensi penampang kolom SRPMK)

c. perbandingan $b/h = 500/500 = 1 > 0,4$ (OK)

(karena perbandingan antara panjang dan lebar kolom = 1 , yang artinya lebih besar dari 0,4 maka dapat disebut dimensi kolom memenuhi syarat dimensi penampang kolom SRPMK)



Gambar 2. 36 Pelat Lantai Bentang E

Tabel 2. 40 Rekap *Preliminary Design* Balok dan Kolom

Balok							
Nama	Panjang bentang (m)	Kondisi Tumpuan	h min (l/..)	h (cm)	h dipakai (cm)	b (cm)	B dipakai
B1	8,5	Jepit	21	40,47619	60	26,98412698	40
B2	4,25	Jepit	21	20,2381	40	13,49206349	30

Spesifikasi Penampang Balok							
Nama	Selimit beton (cm)	Diameter sengkang (mm)	Diameter tulangan utama	Dimensi kolom (mm)			
B1	4	10	22	500			
B2	4	8	22	500			
Cek syarat dimensi penampang balok SRPMK							
Nama	d (mm)	Ln (mm)	Ln \geq 4d	Bw (mm)	0,3h	Bw \geq 0,3h	
B1	539	3500	Aman	400	180	Aman	
B2	341	3750	Aman	300	120	Aman	
Kolom							
Nama	Ukuran Kolom	B	H	B/H	B/H \geq 0,4		
K1	500*500	500	500	1	OK		

2.9.3 Perancangan Balok

2.9.3.1 Perancangan Balok Induk

Perencanaan Balok Induk Gedung Pasar Sambilegi terbagi kedalam lima jenis balok anak (BI1, BI2, BI3, BI4, BI5). Contoh penjabaran perhitungan balok induk akan diaplikasikan BI 1. Cara perhitungan pada jenis balok induk lainnya dilakukan dengan cara yang sama dan akan ditampilkan dalam bentuk rekap hasil perhitungan.

Balok Induk 1 (3 meter)

Dimensi	: 400 mm x 600 mm
f'_c	: 25 MPa
f_y tul utama	: 420 MPa
f_y Sengkang	: 280 MPa
V_u	: 228,52 kN
V_G	: 137,332 kN
M_u tumpuan	: -198,5436 kNm
M_u lapangan	: 120,2468 kNm

d	: 341 mm
Panjang bersih bentang	: 3 m
D tulangan	: 22 mm
D Sengkang	: 10 mm
Ø longitudinal	: 0,9
Ø geser	: 0,75
β	: 0,85
Luas Tulangan D22	: 379,94 mm ²
Luas Tulangan Sengkang 10	: 78,54 mm ²

a) Tulangan Longitudinal Tumpuan (Mu = 198,5436 kNm)

$$a = 341 - \sqrt{341^2 - \frac{2 \times 198,5436 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 400}} = 87,279 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{87,279}{0,85} = 102,682 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 \times 341 = 127,875 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{198,5436 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(341 - \frac{198,5436}{2} \right)} = 1766,367 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{1766,367}{379,94} = 4,649 = 5 \text{ buah}$$

Digunakan 5D22

Cek terhadap as min dan as max

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 341 = 454,667 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 341 = 405,952 \text{ mm}^2$$

As perlu > As min, maka digunakan As perlu = 1766,367 mm²

$$A_{s,\max} = 0,025bd = 0,025 \times 400 \times 341 = 3410 \text{ mm}^2$$

As perlu < As max, maka digunakan As perlu = 1766,367 mm²

b) Tulangan Longitudinal Lapangan (Mu = 120,2468 kNm)

$$a = 341 - \sqrt{341^2 - \frac{2 \times 120,2468 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 400}} = 49,720 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{49,720}{0,85} = 58,494 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 \times 341 = 127,875 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{120,2468 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(341 - \frac{120,2468}{2} \right)} = 1006,242 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{513,657}{379,94} = 2,648 = 3 \text{ buah}$$

Digunakan 3D22

Cek terhadap A_s min dan A_s max

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 341 = 454,667 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b d = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 420} \times 400 \times 341 = 405,952 \text{ mm}^2$$

A_s perlu $>$ A_s min, maka digunakan A_s min = $1006,242 \text{ mm}^2$

$$A_{s,\max} = 0,025bd = 0,025 \times 400 \times 341 = 3410 \text{ mm}^2$$

A_s perlu $<$ A_s max, maka digunakan A_s perlu = $1006,242 \text{ mm}^2$

	KIRI	TENGAH	KANAN
Atas	5	2	5
Bawah	2	3	2

c) Mpr (-) (ujung kiri - kanan)

Tulangan atas : 5D22

Tulangan atas : Luas Tulangan D22 \times 5 = 1899,7 mm²

$$a = \frac{1899,7(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 400} = 117,334 \text{ mm}$$

$$Mpr = 1899,7(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{117,334}{2} \right) = 281,582 \text{ kNm}$$

d) Mpr (+) (tengah)

Tulangan atas : 3D22

Tulangan atas : Luas Tulangan D22 \times 3 = 1139,82 mm²

$$a = \frac{1139,82(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 400} = 70,401 \text{ mm}$$

$$Mpr = 1139,82(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{70,401}{2} \right) = 182,992 \text{ kNm}$$

e) Gaya geser gempa akibat sendi plastis

$$VE1 = VE2 = \frac{(281,582 + 182,992)}{3} = 154,858 \text{ kN}$$

f) Gaya geser akibat beban gravitasi

$$VG1 = VG2 = 137,332 \text{ kN}$$

g) Gaya geser desain

$$Ve = 154,858 + 137,332 = 292,190 \text{ kN}$$

h) Tulangan Geser Tumpuan

Gaya geser akibat gempa = 154,858 kN > 50% geser desain = 146,095 kN

Maka gunakan $V_c = 0$

$$V_u = 292,190 \text{ kN}$$

$$V_c = 0$$

$$V_s = \frac{292,190}{0,75} = 389,587 \text{ kN}$$

Digunakan Sengkang 2 kaki diameter 10

$$S = \frac{2 \times 78,54 \times 280 \times 341}{389,587} = 38,497 \text{ mm}$$

S yang digunakan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

$$d/4 = 85,250 \text{ mm}$$

$$6db = 132 \text{ mm}$$

$$132 \text{ mm}$$

Dipasang Senggang pada tumpuan 2D10-100

i) Tulangan Geser Lapangan

Gaya geser yang digunakan berasal dari analisis struktur $V_u = 228,52 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 400 \times 341 = 113,667 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{228,52}{0,75} - 113,667 = 191,027 \text{ kN}$$

Digunakan Senggang 2 kaki diameter 10

$$S = \frac{2 \times 78,54 \times 280 \times 341}{191,027} = 78,513 \text{ mm}$$

S max lapangan tidak boleh melebihi $d/2 = 170,5 \text{ mm}$

Maka dipasang Senggang lapangan 2D10-150

Tabel 2. 41 Kebutuhan Tulangan Balok Induk

Balok	Lokasi	Mu (kNm)	A_s (mm ²)	Jumlah Tulangan		A_s Pakai (mm ²)	Digunakan
				Butuh	Pasang		
B1	Longitudinal Tumpuan	198,5436	1766,367	4,649	5	1766,367	5D-22
	Longitudinal Lapangan	120,2468	1006,242	2,648	3	1006,242	3D-22
B2	Longitudinal Tumpuan	225,1035	2051,203	5,399	5	2051,203	5D-22
	Longitudinal Lapangan	121,1829	1014,750	2,671	3	1014,750	3D-22
B3	Longitudinal Tumpuan	206,4946	1849,951	4,869	5	1849,951	5D-22
	Longitudinal Lapangan	107,879	894,964	2,356	3	894,964	3D-22
B4	Longitudinal Tumpuan	290,3016	2834,131	7,459	7	2834,131	7D-22


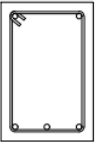
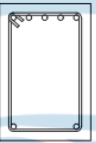

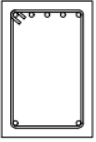
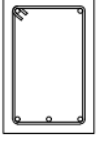
	Longitudinal Lapangan	129,1022	1087,226	2,862	3	1087,226	3D-22
B5	Longitudinal Tumpuan	168,6465	1463,564	3,852	4	1463,564	4D-22
	Longitudinal Lapangan	63,7454	513,657	1,352	2	513,657	2D-22

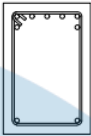
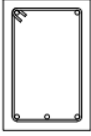
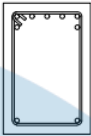
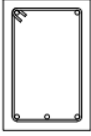
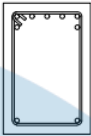
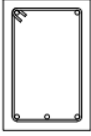
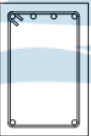
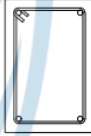
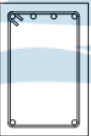
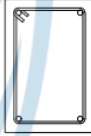
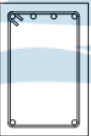
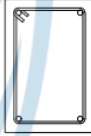


Tabel 2. 42 Kebutuhan Tulangan Sengkang Balok Induk

Balok	Lokasi	a (mm)	Mpr (kNm)	VE1 (kN)	VG1=VG2	Ve	Lokasi	Vs	S	Pasang Tulangan				
										2	D	10	-	100
B1	Mpr -	117,334	281,582	154,858	137,332	292,190	Tumpuan	389,587	38,497	2	D	10	-	100
	Mpr +	70,401	182,992				Lapangan	191,027	78,513	2	D	10	-	150
B2	Mpr +	117,334	281,582	116,144	143,247	259,391	Tumpuan	232,188	64,594	2	D	10	-	100
	Mpr -	70,401	182,992				Lapangan	196,969	76,144	2	D	10	-	150
B3	Mpr +	117,334	281,582	77,429	106,403	183,832	Tumpuan	131,443	114,103	2	D	10	-	100
	Mpr -	70,401	182,992				Lapangan	76,555	195,912	2	D	10	-	150
B4	Mpr +	164,268	361,449	94,685	122,416	217,101	Tumpuan	175,802	85,312	2	D	10	-	100
	Mpr -	70,401	182,992				Lapangan	133,143	112,646	2	D	10	-	150
B5	Mpr +	93,868	234,628	42,506	56,206	98,712	Tumpuan	17,950	835,556	2	D	10	-	100
	Mpr -	46,934	126,676				Lapangan	11,109	1350,036	2	D	10	-	150

Tabel 2. 43 Rekapitulasi Balok Induk

Tipe	Posisi	Tulangan	Tulangan Sengkang	Gambar	
BI-1	Tumpuan	5D22	2D10-100	Tumpuan	Lapangan
	Lapangan	3D22	2D10-150	 400 x 600	 400 x 600
BI-2	Tumpuan	5D22	2D10-100	Tumpuan	Lapangan
	Lapangan	3D22	2D10-150	 400 x 600	 400 x 600
BI-3	Tumpuan	5D22	2D10-100	Tumpuan	Lapangan
	Lapangan	3D22	2D10-150	 400 x 600	 400 x 600

BI-4	Tumpuan	7D22	2D10-100	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tumpuan</th> <th>Lapangan</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>400 x 600</td> <td>400 x 600</td> </tr> <tr> <td>7D22</td> <td>3D22</td> </tr> </tbody> </table>		Tumpuan	Lapangan			400 x 600	400 x 600	7D22	3D22
	Tumpuan	Lapangan											
													
400 x 600	400 x 600												
7D22	3D22												
Lapangan	3D22	2D10-150											
BI-5	Tumpuan	4D22	2D10-100	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tumpuan</th> <th>Lapangan</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>400 x 600</td> <td>400 x 600</td> </tr> </tbody> </table>		Tumpuan	Lapangan			400 x 600	400 x 600		
	Tumpuan	Lapangan											
													
400 x 600	400 x 600												
Lapangan	3D22	2D10-150											

2.9.3.2 Perancangan Balok Anak

Perencanaan Balok Anak Gedung Pasar Sambilegi terbagi kedalam empat jenis balok anak (BA1, BAI2, BA3). Contoh penjabaran perhitungan balok anak akan diaplikasikan BA 1. Cara perhitungan pada jenis balok anak lainnya dilakukan dengan cara yang sama dan akan ditampilkan dalam bentuk rekap hasil perhitungan.

Balok Anak 1

Dimensi	: 300 mm x 400 mm
f'_c	: 25 MPa
f_y tul utama	: 420 MPa
f_y Sengkang	: 280 MPa

Vu tumpuan	: -77,619 kN
Vu Lapangan	: 77,248 kN
Mu tumpuan	: -103,3956 kNm
Mu lapangan	: 46,2665 kNm
d	: 341 kNm
D tulangan	: 22 mm
D Sengkang	: 8 mm
Θ longitudinal	: 0,9
Θ geser	: 0,75
β	: 0,85

a) **Tulangan Longitudinal Tumpuan (Mu = 103,3956 kNm)**

$$a = 341 - \sqrt{341^2 - \frac{2 \times 103,3956 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} = 57,735 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{57,735}{0,85} = 7,531 \text{ mm}$$

$$C_{\max} = 0,375 \times 341 = 127,875 \text{ mm}$$

Karena $C < C_{\max}$ maka $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{103,3956 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(341 - \frac{103,3956}{2} \right)} = 945,493 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{945,493}{380} = 3 \text{ buah}$$

Digunakan 3D22

Cek terhadap as min dan as max

$$A_{s,\min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 341 = 341 \text{ mm}^2$$

As perlu > As min, maka digunakan As perlu = 945,493 mm²

$$A_{s,\max} = \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 300 \times 341}{420} = 1863,321 \text{ mm}^2$$

As perlu < As max, maka digunakan As perlu = 945,493 mm²

b) Tulangan Longitudinal Lapangan (Mu = 46,267 kNm)

$$a = 341 - \sqrt{341^2 - \frac{2 \times 46,267 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 25 \times 300}} = 15,453 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{15,453}{0,85} = 18,159 \text{ mm}$$

$$C \text{ max} = 0,375d = 0,375 \times 341 = 127,875 \text{ mm}$$

Karena C < C max maka $\phi = 0,9$

$$A_s = \frac{46,267 \times 10^6}{0,9 \times 420 \left(341 - \frac{46,267}{2}\right)} = 239,342 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{239,342}{380} = 2 \text{ buah}$$

Digunakan 2D22

Cek terhadap as min dan as max

$$A_{s,min} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{420} \times 300 \times 341 = 341 \text{ mm}^2$$

As perlu < As min, maka digunakan As min = 341 mm²

$$\begin{aligned} A_{s,max} &= \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,36 \times 0,85 \times 25 \times 300 \times 341}{420} \\ &= 1863,321 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As perlu < As max, maka digunakan As min = 341 mm²

c) Tulangan Geser Tumpuan (Vu = 77,619 kN)

Kekuatan geser beton (Vc)

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{25} \times 300 \times 341$$

$$= \frac{65216 \text{ N}}{1000}$$

$$= 65,216 \text{ kN}$$

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

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

Bagian yang harus didukung tulangan geser:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 77,619 - 65,216 = 12,403 \text{ kN}$$

$$V_s = 12,403 / 0,75 = 16,537 \text{ kN}$$

Memeriksa Batasan dimensi penampang

$$V_s \leq 0,66\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$16537 \leq 0,66\sqrt{25} \times 300 \times 341 = 337590 \rightarrow \text{OK!}$$

Menghitung spasi Sengkang

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{2 \times 78,54 \times 280 \times 341}{16537} = 906,935 \text{ mm}$$

d) Cek spasi sengkang di Daerah Tumpuan

$$0,33\sqrt{f'_c}b_wd = 0,33\sqrt{25} \times 300 \times 341 = 168795 \text{ N}$$

$$\text{Karena } V_s = 16537,00 \text{ N} < 168795 \text{ N}$$

maka syarat: $s = 906,935 \leq d/2 = 170 \text{ mm atau } 600 \text{ mm} \rightarrow \text{Tidak}$

Memenuhi!

Jadi, hasil $s > s_{\text{max}}$ maka menentukan secara bebas

Maka digunakan $s = 100$

Ditetapkan sengkang: **2D8-100**

e) **Tulangan Geser Lapangan ($V_u = 77,248 \text{ kN}$)**

Kekuatan geser beton (V_c)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0,75 \times 0,17 \times 1 \sqrt{25} \times 300 \times 341 \\ &= 65216 \text{ N} = 65,216 \text{ kN}\end{aligned}$$

Di 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:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 77,248 - 65,216 = 12,032 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{12,032}{0,75} = 16,042 \text{ kN}$$

Memeriksa Batasan dimensi penampang

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

$$16042,334 \leq 0,66 \sqrt{25} \times 300 \times 341 = 337590 \rightarrow \text{OK!}$$

Menghitung spasi Sengkang

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{2 \times 280 \times 78,54 \times 341}{16042,334} = 934,901 \text{ mm}$$

f) **Cek spasi sengkang di Daerah Lapangan**

$$0,33 \sqrt{f'_c} b_w d = 0,33 \sqrt{25} \times 300 \times 341 = 168795 \text{ N}$$

$$\text{Karena } V_s = 16042,33 \text{ N} < 168795 \text{ N}$$

maka syarat: $s = 934,901 \leq d/2 = 170,5 \text{ mm}$ atau $600 \text{ mm} \rightarrow$ **Tidak**

Memenuhi!

Jadi, hasil $s > s_{\text{max}}$ maka menentukan secara bebas

Maka digunakan $s = 200$

Ditetapkan sengkang: 2D8-200

Tabel 2. 44 Kebutuhan Tulangan Balok Anak

Balok	Lokasi	Mu (kNm)	A_s (mm ²)	Jumlah Tulangan		A_s Pakai (mm ²)	Digunakan
				Butuh	Pasang		
BA-1	Longitudinal Tumpuan	103,3956	945,493	2,488	3	945,493	3D-22
	Longitudinal Lapangan	46,267	239,342	0,771	2	341	2D-22
BA-2	Longitudinal Tumpuan	94,5364	851,444	2,240	3	851,444	3D-22
	Longitudinal Lapangan	38,8048	319,213	1,029	2	341	2D-22
B3	Longitudinal Tumpuan	158,799	1605,900	4,226	5	1605,900	5D-22
	Longitudinal Lapangan	83,6628	739,817	1,946	2	739,817	2D-22
B4	Longitudinal Tumpuan	75,0391	654,132	1,721	2	654,132	2D-22
	Longitudinal Lapangan	29,5156	239,342	0,628	2	341	2D-22

Tabel 2. 45 Kebutuhan Tulangan Sengkang Balok Anak

Balok	Vu	ϕV_c (kN)	V_s (kN)	s (mm)	$s \leq \frac{d}{2}$	s pakai	Pasang Tulangan				
							2	D	8	-	100
BA-1	77,619	65,216	16,537	906,935	Tidak Memenuhi	100	2	D	8	-	100
	77,248	65,216	16,042	934,901	Tidak Memenuhi	200	2	D	8	-	200
BA-2	72,665	65,216	9,93167	1510,118	Tidak Memenuhi	100	2	D	8	-	100
	72,425	65,216	9,61167	1560,395	Tidak Memenuhi	200	2	D	8	-	200
BA-3	102,742	65,216	37,526	301,368	Tidak Memenuhi	100	2	D	8	-	100
	102,541	65,216	49,766	301,368	Tidak Memenuhi	200	2	D	8	-	200
BA-4	63,281	65,216	- 2580,3	- 5812	Tidak Memenuhi	100	2	D	8	-	100
	63,069	65,216	-2,863	-5238,56	Tidak Memenuhi	200	2	D	8	-	200

Tabel 2. 46 Rekapitulasi Balok Anak

Tipe	Posisi	Tulangan	Tulangan Sengkang	Gambar
BA-1	Tumpuan	3D22	2D8-100	
	Lapangan	2D22	2D8-200	
BA-2	Tumpuan	2D22	2D8-100	
	Lapangan	2D22	2D8-200	
BA-3	Tumpuan	5D22	2D8-100	
	Lapangan	2D22	2D8-200	

BA-4	Tumpuan	7D22	2D10-100	
	Lapangan	3D22	2D10-200	

2.9.4 Perancangan Kolom

Desain kolom dilakukan berdasarkan SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. Untuk perencanaan kolom Gedung Pasar Sambilegi terbagi kedalam tiga jenis kolom (K1, K2, K3).

2.9.4.1 Kolom K-1

Pu Max	: -1576,02 kN
Pu Min	: -213,24 kN
My max	: -186,37 kNm
My min	: 192,41 kNm
Mx max	: -285,42 kNm
Mx min	: 177,11 kNm
Vu	: 91,822 kNm
Tinggi Balok	: 0.6 m
b	: 500 mm
h	: 500 mm
Tinggi Kolom	: 3,6 m
Fc	: 25 MPa
Fy	: 420 MPa
Fy Sengkang	: 280 mm
Diameter Tulangan	: 25 mm
Luas Tulangan D	: 490,63 m ²
Jumlah Tulangan	: 20 buah
Diameter Sengkang	: 13 mm

Selimit Beton : 40 mm
 D : 455 mm
 \emptyset : 0,75 mm
 Hx : 125 mm

Tabel 2. 47 Output ϕMn kolom akibat Pu max dan Pu min dari software SPColumn

No	Pu kN	M _{ux} kNm	M _{uy} kNm	ϕM_{ux} kNm	ϕM_{uy} kNm	$\phi M_n/M_u$	NA Depth mm	d _t Depth mm	ϵ_t	ϕ
1	-1576,02	-186,37	-285,42	-251,54	-385,23	1,35	186	612	0,00685	0,9
2	-213,24	192,41	177,11	402,84	370,83	2,094	267	630	0,00408	0,821

a) Momen Nominal Kolom

$$M_{nx1} = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{-251,54}{0,9} = -279,489 \text{ kNm}$$

$$M_{nx2} = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{402,84}{0,821} = 490,670 \text{ kNm}$$

$$M_{ny1} = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{-385,23}{0,9} = -428,033 \text{ kNm}$$

$$M_{ny2} = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{370,83}{0,821} = 451,681 \text{ kNm}$$

b) Diambil momen nominal terkecil dari Pu max dan Pu min

Tabel 2. 48 Momen pada Pu max dan Pu min

	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	ϕ	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm
Pu max	-251,54	-385,23	0,9	-279,489	-428,033
Pu min	402,84	370,83	0,821	490,670	451,681

$$M_{nc} a = 279,489 \text{ kNm} \quad M_{nb} \text{ ki } (-) = 392,663 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} b = 490,670 \text{ kNm} \quad M_{nb}, \text{ ka } (+) = 244,588 \text{ kNm}$$

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

$$(279,489 + 490,670) \geq 1,2(392,663 + 244,588)$$

$$770,159 \text{ kNm} \geq 764,701 \text{ kNm}$$

Karena $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$ maka kolom telah **memenuhi syarat**

c) Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton

Dari analisis struktur $V_u = 91,822 \text{ kN}$

Berdasarkan M_{pr} balok kiri dan kanan kolom :

- $M_{prb, ki (-)} = 281,582 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ki (+)} = 182,992 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ka (-)} = 281,582 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ka (+)} = 182,992 \text{ kNm}$

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

$M_{prk} \text{ dari balok} = 0,5 \times (281,582 + 182,992)$

$M_{prk} = 232,287 \text{ kNm}$

d) Menghitung kuat geser perlu

$$V_e = \frac{M_{prc a} + M_{prc b}}{l_c} = \frac{232,287 + 232,287}{(3,6 - 0,6)} = 154,858 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 154,858 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur $= 91,822 \text{ kN}$

Maka digunakan $V_u = V_e = 154,858 \text{ kN}$

- Diameter Sengkang = 10 mm
- Selimut beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 10/2 = 455 \text{ mm}$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{154,858 \times 1000}{0,75} - 0 = 206477,33 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d} = \frac{206477,33}{280 \times 455} = 1,621 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

e) Tulangan transversal pengekanan :

Untuk $P_u = 1576020 \text{ N} < 0,3 f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$

$f_c' = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

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

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

- $B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$
- $A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$
- $A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$
 $A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0112$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0112 \times 420 = 4,6939 \text{ mm}^2 / \text{mm} \quad \text{(A)}$$

$$\frac{A_{sh}}{S b_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,00804$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,00804 \times 420 = 3,375 \text{ mm}^2 / \text{mm} \quad \text{(B)}$$

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

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,6939 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

f) Tulangan Transversal di daerah sepanjang l_0

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,6939 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,536$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal **4D13-100**

S maks :

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = 125 mm

- 6 kali diameter tulangan longitudinal = 150 mm
- $S_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-125}{3}\right) = 175$ mm diambil 150 mm

Jarak tulangan transversal 100 mm **memenuhi syarat**

g) Tulangan transversal diluar daerah l_0

$$V_e = 154,858 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 500 \times 453,5 = 192738 \text{ N} = 192,738 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,738 \text{ kN} > V_e = 154,858 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka gunakan **4D13-150**

2.9.4.2 Kolom K-2

Pu Max	: -1782,31 kN
Pu Min	: -379,620 kN
My max	: -167,820 kNm
My min	: 166,400 kNm
Mx max	: -230,310 kNm
Mx min	: 228,490 kNm
Vu	: 110,134 kNm
Tinggi Balok	: 0.6 m
b	: 500 mm
h	: 500 mm
Tinggi Kolom	: 3,6 m
Fc	: 25 MPa
Fy	: 420 MPa
Fy Sengkang	: 280 mm
Diameter Tulangan	: 25 mm
Luas Tulangan D	: 490,63 m ²
Jumlah Tulangan	: 16 buah
Diameter Sengkang	: 10 mm

Selimit Beton	: 40 mm
D	: 455 mm
Ø	: 0,75 mm
Hx	: 125 mm

Tabel 2. 49 Output ØMn kolom akibat Pu max dan Pu min dari software SPColumn

No	P _u kN	M _{ux} kNm	M _{uy} kNm	ΦM _{ux} kNm	ΦM _{uy} kNm	ΦM _u /M _u	NA Depth mm	d _t Depth mm	ε _s	Φ
1	-1782,31	-230,31	-167,82	-239,04	-174,17	1,038	146	608	0,0095	0,9
2	-379,62	228,49	166,4	390,39	284,31	1,709	238	622	0,00484	0,887

a) Momen Nominal Kolom

$$M_{nx1} = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{-239,04}{0,9} = -265,600 \text{ kNm}$$

$$M_{nx2} = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{390,39}{0,887} = 440,124 \text{ kNm}$$

$$M_{ny1} = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{-174,17}{0,9} = -193,522 \text{ kNm}$$

$$M_{ny2} = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{284,31}{0,887} = 320,530 \text{ kNm}$$

b) Diambil momen nominal terkecil dari Pu max dan Pu min

Tabel 2. 50 Momen pada Pu max dan Pu min

	ΦM _{nx} kNm	ΦM _{ny} kNm	Φ	ΦM _{nx} kNm	ΦM _{ny} kNm
Pu max	-239,04	-174,17	0,9	-265,600	-193,522
Pu min	390,39	284,31	0,887	440,124	320,530

$$M_{nc} a = 193,522 \text{ kNm}$$

$$M_{nb} \text{ ki } (-) = 32,012 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} b = 320,530 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}, \text{ ka } (+) = 166,055 \text{ kNm}$$

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

$$(193,522 + 320,530) \geq 1,2(32,012 + 166,055)$$

$$514,052 \text{ kNm} \geq 237,680 \text{ kNm}$$

Karena $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$ maka kolom telah **memenuhi syarat**

c) Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton

Dari analisis struktur $V_u = 110,134 \text{ kN}$

Berdasarkan Mpr balok kiri dan kanan kolom :

- $M_{prb, ki (-)} = 234,628 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ki (+)} = 126,676 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ka (-)} = 234,628 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ka (+)} = 126,676 \text{ kNm}$

Karena ukuran kolom atas dan bawah di *Joint* sama (dimensi & tinggi) maka :

M_{prk} dari balok = $0,5 \times (234,628 + 126,676)$

$M_{prk} = 180,652 \text{ kNm}$

d) Menghitung kuat geser perlu

$$V_e = \frac{M_{prc a} + M_{prc b}}{l_c} = \frac{234,628 + 126,676}{(3,6 - 0,6)} = 120,435 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 120,435 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = $110,134 \text{ kN}$

Maka digunakan $V_u = V_e = 120,435 \text{ kN}$

- Diameter Sengkang = 10 mm
- Selimut beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 10/2 = 455 \text{ mm}$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{120,435 \times 1000}{0,75} - 0 = 160579,556 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{160579,556}{280 \times 455} = 1,260 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

e) Tulangan transversal pengekanan :

Untuk $P_u = 1782310 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

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

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

- $B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$
- $A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$
- $A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$

$$A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0112$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0112 \times 420 = 4,6939 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(A)}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,00804$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,00804 \times 420 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(B)}$$

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

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,6939 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

f) Tulangan Transversal di daerah sepanjang 10

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,6939 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,536$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal **4D13-100**

S maks :

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = 125 mm
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = 150 mm

- $S_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-125}{3}\right) = 175 \text{ mm}$ diambil 150 mm

Jarak tulangan transversal 100 mm **memenuhi syarat**

g) Tulangan transversal diluar daerah l0

$$V_e = 154,858 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 500 \times 453,5$$

$$= 192738 \text{ N} = 192,738 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,738 \text{ kN} > V_e = 154,858 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka gunakan **4D13-150**

2.9.4.3 Kolom K-3

Pu Max	: -1150,970 kN
Pu Min	: -270,786 kN
My max	: -179,716 kNm
My min	: 151,755 kNm
Mx max	: -192,795 kNm
Mx min	: 198,129 kNm
Vu	: 96,186 kNm
Tinggi Balok	: 0.6 m
b	: 500 mm
h	: 500 mm
Tinggi Kolom	: 3,6 m
Fc	: 25 MPa
Fy	: 420 MPa
Fy Sengkang	: 280 mm
Diameter Tulangan	: 25 mm
Luas Tulangan D	: 490,63 m ²
Jumlah Tulangan	: 12 buah
Diameter Sengkang	: 10 mm

Selimit Beton	: 40 mm
D	: 455 mm
Ø	: 0,75 mm
Hx	: 125 mm

Tabel 2. 51 Output ϕM_n kolom akibat P_u max dan P_u min dari software SPColumn

No	P_u kN	M_{ux} kNm	M_{uy} kNm	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	$\phi M_u/M_u$	NA Depth mm	d_t Depth mm	ϵ_t	ϕ
1	-1150,97	-192,8	-179,72	-196,72	-183,38	1,02	165	630	0,00847	0,9
2	-270,79	198,13	151,75	313,52	240,14	1,582	226	624	0,0053	0,9

a) Momen Nominal Kolom

$$M_{nx1} = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{-196,72}{0,9} = -218,578 \text{ kNm}$$

$$M_{nx2} = \frac{\phi M_{nx}}{\phi} = \frac{313,52}{0,9} = 348,356 \text{ kNm}$$

$$M_{ny1} = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{-183,38}{0,9} = -203,756 \text{ kNm}$$

$$M_{ny2} = \frac{\phi M_{ny}}{\phi} = \frac{240,14}{0,9} = 266,822 \text{ kNm}$$

b) Diambil momen nominal terkecil dari P_u max dan P_u minTabel 2. 52 Momen pada P_u max dan P_u min

	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	ϕ	ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm
Pu max	-196,72	-183,38	0,9	-218,578	-203,756
Pu min	313,52	240,14	0,9	348,356	266,822

$$M_{nc} a = 203,756 \text{ kNm} \quad M_{nb} \text{ ki (-)} = 32,012 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} b = 266,822 \text{ kNm} \quad M_{nb}, \text{ ka (+)} = 166,055 \text{ kNm}$$

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

$$(203,756 + 266,822) \geq 1,2(32,012 + 166,055)$$

$$470,578 \text{ kNm} \geq 237,680 \text{ kNm}$$

Karena $M_{nc} > 1,2 M_{prb}$ maka kolom telah **memenuhi syarat**

c) Tulangan Transversal didasarkan pada kuat geser kolom dan pengekanan inti beton

Dari analisis struktur $V_u = 96,186 \text{ kN}$

Berdasarkan M_{pr} balok kiri dan kanan kolom :

- $M_{prb, ki (-)} = 234,628 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ki (+)} = 126,676 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ka (-)} = 234,628 \text{ kNm}$
- $M_{prb, ka (+)} = 126,676 \text{ kNm}$

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

$M_{prk} \text{ dari balok} = 0,5 \times (234,628 + 126,676)$

$M_{prk} = 180,652 \text{ kNm}$

d) Menghitung kuat geser perlu

$$V_e = \frac{M_{prc a} + M_{prc b}}{l_c} = \frac{234,628 + 126,676}{(3,6 - 0,6)} = 120,435 \text{ kN}$$

Nilai $V_e = 120,435 \text{ kN} > V_u$ dari analisis struktur = $96,186 \text{ kN}$

Maka digunakan $V_u = V_e = 120,435 \text{ kN}$

- Diameter Sengkang = 10 mm
- Selimut beton = 40 mm

$$D = 500 - 40 - 10/2 = 455 \text{ mm}$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{120,435 \times 1000}{0,75} - 0 = 160579,556 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{160579,556}{280 \times 455} = 1,260 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

e) **Tulangan transversal pengekanan :**

Untuk $P_u = 1150970 \text{ N} < 0,3f'_c A_g = 0,3 \times 25 \times 500 \times 500 = 1875000 \text{ N}$

$f'_c = 25 \text{ Mpa} < 70 \text{ Mpa}$, digunakan persamaan – persamaan :

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

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

- $B_c = \text{lebar kolom} - \text{selimut beton} = 500 - 2 \times 40 = 420 \text{ mm}$
- $A_g = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$
- $A_{ch} = (b - 2 \text{ cover}) \times (h - 2 \text{ cover})$
 $A_{ch} = (500 - 2 \times 40) \times (500 - 2 \times 40) = 176400 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,3 \left(\frac{250000}{176400} - 1 \right) \frac{25}{280} = 0,0112$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,0112 \times 420 = 4,6939 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(A)}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{25}{280} = 0,00804$$

$$\frac{A_{sh}}{S} = 0,00804 \times 420 = 3,375 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{(B)}$$

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

$$\frac{A_{sh}}{S} = 4,6939 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

f) **Tulangan Transversal di daerah sepanjang l0**

Misal diambil $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{sh} = 4,6939 \times 100 = 469,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter 13 mm, luas 1 kaki

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 132,73 \text{ mm}^2$$

Jumlah kaki tulangan transversal = $469,39 / 132,73 = 3,536$ digunakan $n = 4$

Tulangan transversal **4D13-100**

S maks :

- $\frac{1}{4}$ dimensi kolom terkecil = 125 mm
- 6 kali diameter tulangan longitudinal = 150 mm
- $S_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-125}{3}\right) = 175$ mm diambil 150 mm

Jarak tulangan transversal 100 mm **memenuhi syarat**

g) Tulangan transversal diluar daerah l0

$$V_e = 154,858 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17\sqrt{30}b_w d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 500 \times 453,5 = 192738 \text{ N} = 192,738 \text{ kN}$$

$$V_c = 192,738 \text{ kN} > V_e = 154,858 \text{ kN}$$

Jarak tulangan transversal diambil = 150 mm

Maka gunakan **4D13-150**

Tabel 2. 53 Rekapitulasi Kolom

Tipe	Posisi	Tulangan Atas	Tulangan Sengkang	Gambar	
K-1	Tumpuan	20D25	4D13-100		
	Lapangan	20D25	4D13-150		
K-2	Tumpuan	16D25	4D13-100		
	Lapangan	16D25	4D13-150		
K-3	Tumpuan	12D25	4D13-100		
	Lapangan	12D25	4D13-150		

2.9.5 Hubungan Balok dan Kolom

2.9.5.1 Lantai 1

1) Hubungan Balok dan Kolom Tengah

Dimensi Balok : 400 mm x 600 mm (2D22 dan 5D22)

Dimensi Kolom : 500 mm x 500 mm

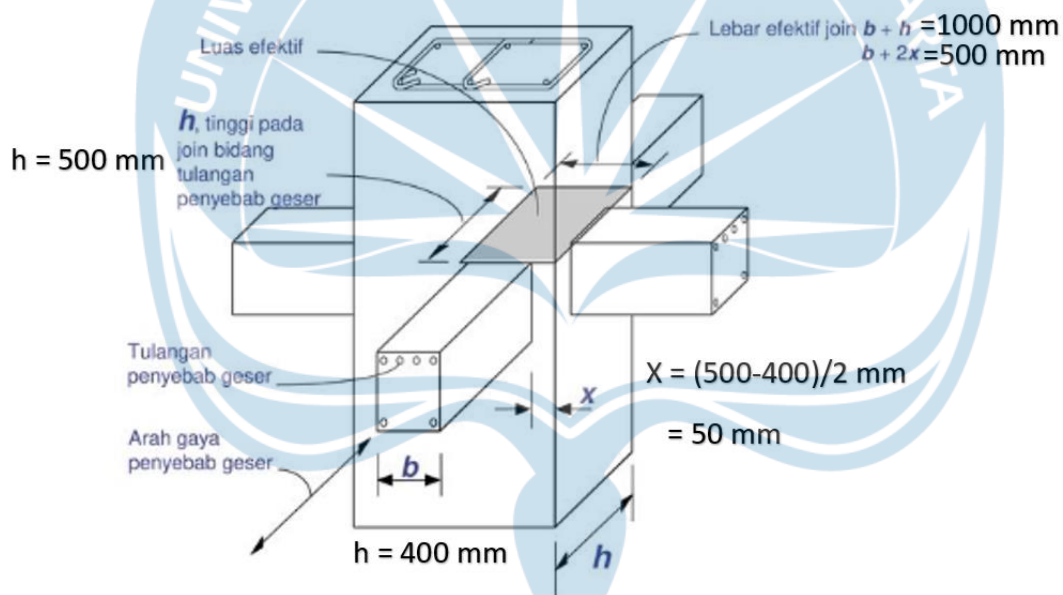
$f'c$: 25 MPa

f_y tul utama : 420 MPa

f_y Sengkang : 280 MPa

$\frac{A_{sh}}{s}$: 4,694 mm²/mm

AJ : 500 x 500 = 250.000 mm²



Gambar 2. 37 Hubungan Balok dan Kolom Lantai 1

Jumlah tulangan transversal dapat diambil $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 4,694 = 2,347 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal boleh diambil 150 mm

Sehingga $A_{sh} = 150 \times 2,347 = 352.05 \text{ mm}^2$

Dipasang 4D13-150

Nilai Mpr (Balok)

a. Tulangan 5D22

$$a = \frac{5 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 117,35 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 5 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{133}{2} \right)$$

$$= 281620000 \text{ Nm} = 281,62 \text{ kNm}$$

b. Tulangan 2D22

$$a = \frac{2 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 46,94 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 2 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{53,20}{2} \right)$$

$$= 126690000 \text{ Nm} = 126,69 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka factor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas *Joint* adalah :

$$M_c = 0,5(281,62 + 126,69) = 204,156 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{204,156 + 204,156}{3,5} = 116,661 \text{ kN}$$

- **Joint Kiri (5D22)**

$$A_s = 1900 \text{ mm}$$

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,25(1900)(420) = 997,5 \text{ kN}$$

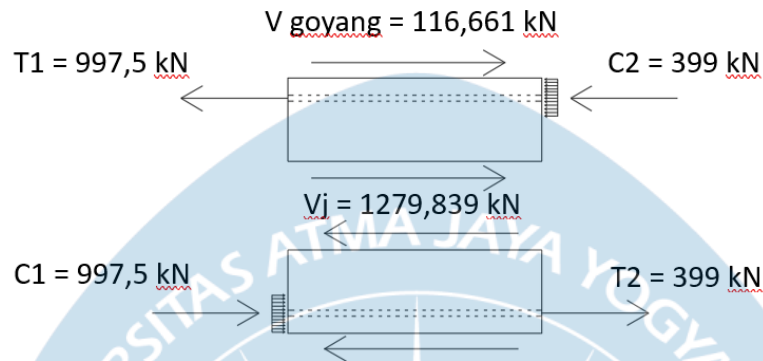
$$C_1 = T_1 = 997,5 \text{ kN}$$

- **Joint Kanan 2D22**

$$A_s = 760 \text{ mm}$$

$$C_2 = T_2 = 1,25(760)(420) = 399 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_j &= T_1 + C_2 - V_{\text{goyang}} &= 997,5 + 399 - 116,661 \\
 & &= 1279,839 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 2. 38 Joint Pada Tengah HBK Lantai 1

Kuat geser dari *Joint* yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25} \times 250.000 = 2125 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 2125 = 1806,250 \text{ kN} > 1279,839$$

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

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang **4 kaki D13 dengan jarak 150 mm** pada daerah hubungan balok kolom

2) Hubungan Balok dan Kolom Tepi

Dimensi Balok : 400 mm x 600 mm (2D22 dan 5D22)

Dimensi Kolom : 500 mm x 500 mm

f'_c : 25 MPa

f_y tul utama : 420 MPa

f_y Sengkang : 280 MPa

$\frac{A_{sh}}{s}$: 4,694 mm²/mm

AJ : 500 x 500 = 250.000 mm²

Jumlah tulangan transversal dapat diambil ½ dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom :

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 4,694 = 2,347 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Jarak tulangan transversal boleh diambil 150 mm

$$\text{Sehingga } A_{sh} = 150 \times 2,347 = 352,05 \text{ mm}^2$$

Dipasang 4D13-150

Nilai Mpr (Balok)

a) Tulangan 5D22

$$a = \frac{5 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 117,35 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 5 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{133}{2} \right) \\ &= 281620000 \text{ Nm} = 281,62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Tulangan 2D22

$$a = \frac{2 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 46,94 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 2 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{53,20}{2} \right) \\ &= 126690000 \text{ Nm} = 126,69 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka factor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas *Joint* adalah :

$$M_c = 0,5(281,62 + 126,69) = 204,156 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{204,156 + 204,156}{3,5} = 116,661 \text{ kN}$$

• **Joint Kiri (5D22)**

$$A_s = 1900 \text{ mm}$$

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25(1900)(420) = 997,5 \text{ kN}$$

$$C_1 = T_1 = 997,5 \text{ kN}$$

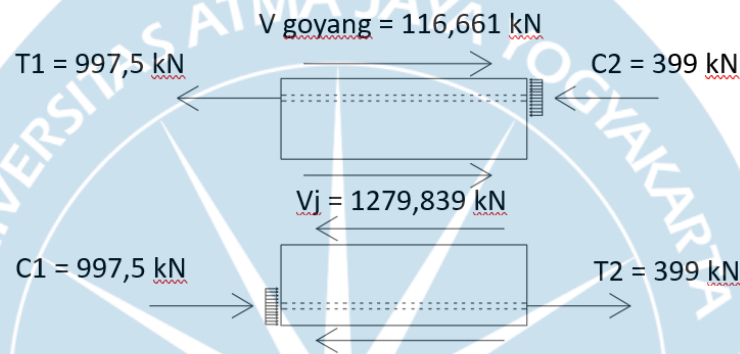
- **Joint Kanan 2D22**

$$A_s = 760 \text{ mm}$$

$$C_2 = T_2 = 1,25(760)(420) = 399 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{\text{goyang}} = 997,5 + 399 - 116,661$$

$$= 1279,839 \text{ kN}$$



Gambar 2. 39 Joint Pada Tepi HBK Lantai 1

Kuat geser dari *Joint* yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,25 \times \sqrt{25} \times 250.000 = 1562,500 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 1562,500 = 1328,125 \text{ kN} > 1279,839$$

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

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang **4 kaki D13 dengan jarak 150 mm** pada daerah hubungan balok kolom

2.9.5.2 Lantai 2

1) Hubungan Balok dan Kolom Tengah

Dimensi Balok : 400 mm x 600 mm (2D22 dan 4D22)

Dimensi Kolom : 500 mm x 500 mm

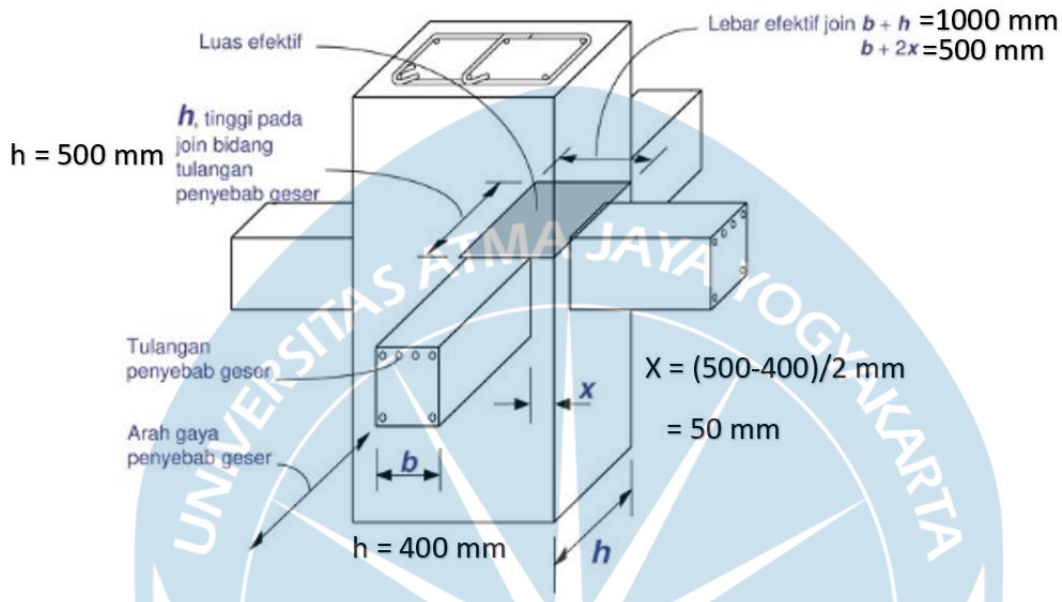
f'_c : 25 MPa

f_y tul utama : 420 MPa

f_y Sengkang : 280 MPa

$$\frac{A_{sh}}{s} : 4,694 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$AJ : 500 \times 500 = 250.000 \text{ mm}^2$$



Gambar 2. 40 Hubungan Balok dan Kolom Lantai 2

Jumlah tulangan transversal dapat diambil $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 4,694 = 2,347 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal boleh diambil 150 mm

$$\text{Sehingga } A_{sh} = 150 \times 2,347 = 352,05 \text{ mm}^2$$

Dipasang 4D13-150

Nilai M_{pr} (Balok)

a) Tulangan 4D22

$$a = \frac{4 \times 380 (1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 93,88 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 4 \times 380 (1,25 \times 420) \left(341 - \frac{133}{2} \right)$$

$$= 234660000 \text{ Nm} = 234,66 \text{ kNm}$$

b) Tulangan 2D22

$$a = \frac{2 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 46,94 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 2 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{53,20}{2} \right)$$

$$= 126690000 \text{ Nm} = 126,69 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas *Joint* adalah :

$$M_c = 0,5(234,66 + 126,69) = 180,677 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{180,677 + 180,677}{3,5} = 103,244 \text{ kN}$$

- **Joint Kiri (4D22)**

$$A_s = 1520 \text{ mm}$$

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25(1520)(420) = 798 \text{ kN}$$

$$C_1 = T_1 = 798 \text{ kN}$$

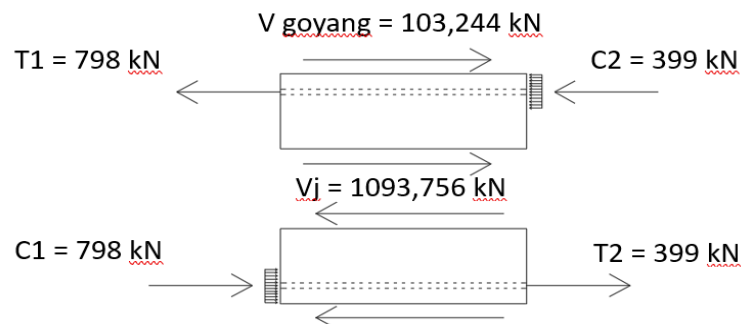
- **Joint Kanan 2D22**

$$A_s = 760 \text{ mm}$$

$$C_2 = T_2 = 1,25(760)(420) = 399 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 798 + 399 - 103,244$$

$$= 1093,756 \text{ kN}$$



Gambar 2. 41 *Joint* Pada Tengah HBK Lantai 2

Kuat geser dari *Joint* yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25} \times 250.000 = 2125 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 2125 = 1806,250 \text{ kN} > 1093,756$$

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

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang **4 kaki D13 dengan jarak 150 mm** pada daerah hubungan balok kolom

2) Hubungan Balok dan Kolom Tepi

Dimensi Balok : 400 mm x 600 mm (2D22 dan 5D22)

Dimensi Kolom : 500 mm x 500 mm

f'_c : 25 MPa

f_y tul utama : 420 MPa

f_y Sengkang : 280 MPa

$$\frac{A_{sh}}{s} : 4,694 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_J : 500 \times 500 = 250.000 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan transversal dapat diambil $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 4,694 = 2,347 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal boleh diambil 150 mm

$$\text{Sehingga } A_{sh} = 150 \times 2,347 = 352,05 \text{ mm}^2$$

Dipasang 4D13-150

Nilai M_{pr} (Balok)

a) Tulangan 5D22

$$a = \frac{5 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 117,35 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 5 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{133}{2} \right)$$

$$= 281620000 \text{ Nm} = 281,62 \text{ kNm}$$

b) Tulangan 2D22

$$a = \frac{2 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 46,94 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 2 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{53,20}{2} \right)$$

$$= 126690000 \text{ Nm} = 126,69 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka factor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas *Joint* adalah :

$$M_c = 0,5(281,62 + 126,69) = 204,156 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{204,156 + 204,156}{3,5} = 116,661 \text{ kN}$$

- **Joint Kiri (5D22)**

$$A_s = 1900 \text{ mm}$$

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25(1900)(420) = 997,5 \text{ kN}$$

$$C_1 = T_1 = 997,5 \text{ kN}$$

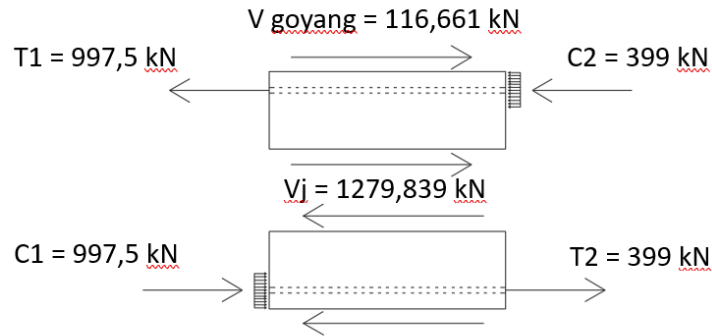
- **Joint Kanan 2D22**

$$A_s = 760 \text{ mm}$$

$$C_2 = T_2 = 1,25(760)(420) = 399 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 997,5 + 399 - 116,661$$

$$= 1279,839 \text{ kN}$$



Gambar 2. 42 Joint Pada Tepi HBK Lantai 2

Kuat geser dari *Joint* yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,25 \times \sqrt{25} \times 250.000 = 1562,500 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 1562,500 = 1328,125 \text{ kN} > 1279,839$$

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

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang **4 kaki D13 dengan jarak 150 mm** pada daerah hubungan balok kolom

2.9.5.3 Lantai 3

1) Hubungan Balok dan Kolom Tengah

Dimensi Balok : 400 mm x 600 mm (2D22 dan 7D22)

Dimensi Kolom : 500 mm x 500 mm

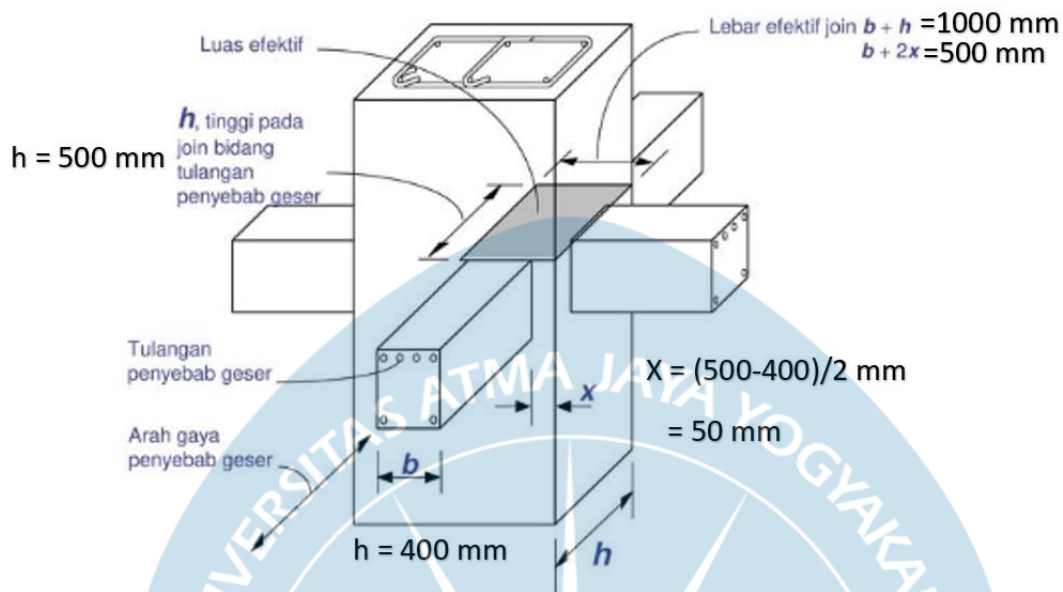
f'_c : 25 MPa

f_y tul utama : 420 MPa

f_y Senggang : 280 MPa

$\frac{A_{sh}}{s}$: 4,694 mm²/mm

AJ : 500 x 500 : 250.000 mm²



Gambar 2. 43 Hubungan Balok dan Kolom Lantai 3

Jumlah tulangan transversal dapat diambil $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 4,694 = 2,347 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal boleh diambil 150 mm

$$\text{Sehingga } A_{sh} = 150 \times 2,347 = 352,05 \text{ mm}^2$$

Dipasang 4D13-150

Nilai M_{pr} (Balok)

a) Tulangan 7D22

$$a = \frac{7 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 164,29 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 7 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{133}{2} \right) = 361490000 \text{ Nm} = 361,49 \text{ kNm}$$

b) Tulangan 2D22

$$a = \frac{2 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 46,94 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 2 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{53,20}{2} \right) = 126690000 \text{ Nm} = 126,69 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka factor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas *Joint* adalah :

$$M_c = 0,5(361,49+126,69) = 244,091 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{244,091 + 244,091}{3,5} = 139,481 \text{ kN}$$

- **Joint Kiri (7D22)**

$$A_s = 2660 \text{ mm}$$

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,25(2660)(420) = 1396,5 \text{ kN}$$

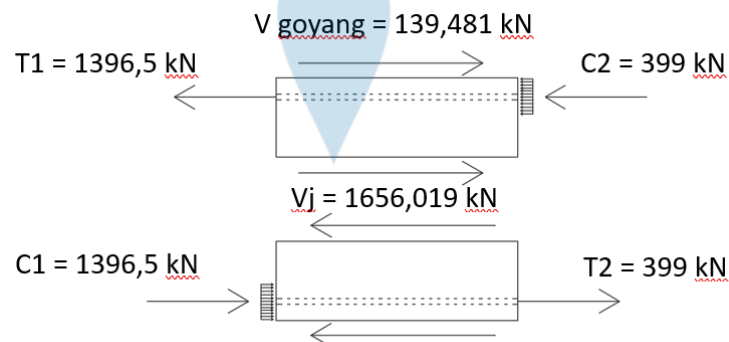
$$C_1 = T_1 = 1396,5 \text{ kN}$$

- **Joint Kanan 2D22**

$$A_s = 760 \text{ mm}$$

$$C_2 = T_2 = 1,25(760)(420) = 399 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_j &= T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 1396,5 + 399 - 139,481 \\ &= 1656,019 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 2. 44 *Joint* Pada Tengah HBK Lantai 3

Kuat geser dari *Joint* yang dikekang keempat sisinya adalah :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{25} \times 250.000 = 2125 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 2125 = 1806,250 \text{ kN} > 1656,019$$

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

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang **4 kaki D13 dengan jarak 150 mm** pada daerah hubungan balok kolom.

2) Hubungan Balok dan Kolom Tepi

Dimensi Balok : 400 mm x 600 mm (2D22 dan 5D22)

Dimensi Kolom : 500 mm x 500 mm

f'_c : 25 MPa

f_y tul utama : 420 MPa

f_y Sengkang : 280 MPa

$\frac{A_{sh}}{s}$: 4,694 mm²/mm

AJ : 500 x 500 = 250.000 mm²

Jumlah tulangan transversal dapat diambil $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 4,694 = 2,347 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal boleh diambil 150 mm

$$\text{Sehingga } A_{sh} = 150 \times 2,347 = 352,05 \text{ mm}^2$$

Dipasang 4D13-150

Nilai M_{pr} (Balok)

a) Tulangan 5D22

$$a = \frac{5 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 117,35 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 5 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{133}{2} \right) = 281620000 \text{ Nm} = 281,62 \text{ kNm}$$

b) Tulangan 2D22

$$a = \frac{2 \times 380(1,25 \times 420)}{0,85 \times 25 \times 450} = 46,94 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 2 \times 380(1,25 \times 420) \left(341 - \frac{53,20}{2} \right) = 126690000 \text{ Nm} = 126,69 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka factor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas *Joint* adalah :

$$M_c = 0,5(281,62+126,69) = 204,156 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar :

$$V_{goyangan} = \frac{204,156 + 204,156}{3,5} = 116,661 \text{ kN}$$

- **Joint Kiri (5D22)**

$$A_s = 1900 \text{ mm}$$

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,25(1900)(420) = 997,5 \text{ kN}$$

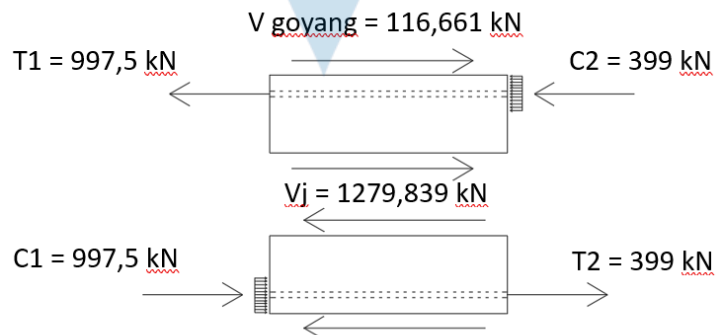
$$C_1 = T_1 = 997,5 \text{ kN}$$

- **Joint Kanan 2D22**

$$A_s = 760 \text{ mm}$$

$$C_2 = T_2 = 1,25(760)(420) = 399 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{goyangan} = 997,5 + 399 - 116,661 = 1279,839 \text{ kN}$$



Gambar 2. 45 *Joint* Pada Tepi HBK Lantai 3

Kuat geser dari *Joint* yang dikekang ketiga sisinya adalah :

$$V_n = 1,25 \times \sqrt{25} \times 250.000 = 1562,500 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 1562,500 = 1328,125 \text{ kN} > 1279,839$$

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

Jadi dimensi pada hubungan balok-kolom mencukupi dan dipasang **4 kaki D13 dengan jarak 150 mm** pada daerah hubungan balok kolom

2.9.6 Perancangan Pelat Lantai

Desain pelat lantai dilakukan berdasarkan SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. Pada sub-bab ini disajikan prosedur perhitungan/desain pelat lantai tipe P1 (tebal 120 mm). Selanjutnya desain pelat lantai tipe lainnya dilakukan dengan prosedur perhitungan yang sama.

Tabel 2. 54 Total Beban Mati

Deadload	Berat Satuan	Tebal	Q (kN/m ²)
Berat Sendiri Pelat Lantai	24	0,12	2,88
Berat Finishing Lantai	21	0,05	1,05
Berat Plafond	0,2		0,2
Berat Instalasi ME	0,5		0,5
Total Beban Mati			4,63

Tabel 2. 55 Total Beban Hidup

Ukuran Pelat	X	Y	mm
	6000	2000	
Ukuran Balok	600	400	mm
Ukuran Kolom	500	500	mm
Beban Hidup	4,8		kN/m ²
Beban Mati	4,63		kN/m ²
fc	25		Mpa
Fy	420		Mpa

Tebal Pelat	120	mm
Diameter Tulangan	10	mm
Tebal Selimut Beton	20	mm
Tulangan Utama	10	mm

Menentukan Tebal Pelat Minimum

$$\text{Tebal Pelat} : \frac{l}{24} = \frac{2000}{24} = 71.43 \text{ mm (ambil tebal pelat 120 mm)}$$

$$D_s : 120 - 20 - (10/2) = 95 \text{ mm}$$

Pembebanan Pelat

$$Q_d : 4.63 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_l : 4.8 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u : 1,2q_d + 1,6 q_l = 1,2(4,63) + 1,6(4,3) = 13,236 \text{ kN/m}^2$$

Menghitung Momen Pelat

1. Koefisien A (0,0417)

$$\bullet \text{ Mu} = 0,0417(Q_u)(L_x)^2 = 0,0417(13,236)(2)^2 = 2,206 \text{ kNm}$$

$$\bullet \rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] = \frac{0,85 \times 25}{400} \left[1 - \right.$$

$$\left. \sqrt{1 - \frac{4 \times 2,206 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 95^2}} \right] = 0,000650832$$

$$\bullet A_s = \rho \times 1000 \times d_s = 0,000650832 \times 1000 \times 84 = 61,8290 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{smin} = 0,002bh = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$$

$$\bullet S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{240} = 327,25 \text{ mm} < 3h = 360 \text{ mm}$$

(AMAN)

- **Jadi, digunakan P10 – 300**

2. Koefisien B (0,0714)

- $M_u = 0,0417(Q_u)(L_x)2 = 0,0714(13,236)(2)2 = 3,78171 \text{ kNm}$

- $\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] = \frac{0,85 \times 25}{400} \left[1 - \right.$

$$\left. \sqrt{1 - \frac{4 \times 3,78171 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 95^2}} \right] = 0,001120953$$

- $A_s = \rho \times 1000 \times d_s = 0,001120953 \times 1000 \times 90 = 106,4906 \text{ mm}^2$

- $A_{smin} = 0,002bh = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$

- $S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{240} = 327,25 \text{ mm} < 3h = 360 \text{ mm}$

(AMAN)

- **Jadi, digunakan P10 – 300**

3. Koefisien C (0,1111)

- $M_u = 0,111(Q_u)(L_x)2 = 0,0714(13,236)(2)2 = 5,8826 \text{ kNm}$

- $\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c b d^2}} \right] = \frac{0,85 \times 25}{400} \left[1 - \right.$

$$\left. \sqrt{1 - \frac{4 \times 5,8826 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 25 \times 1000 \times 90^2}} \right] = 0,001754821$$

- $A_s = \rho \times 1000 \times d_s = 0,001754821 \times 1000 \times 90 = 166,7080 \text{ mm}^2$

- $A_{smin} = 0,002bh = 0,002 \times 1000 \times 120 = 240 \text{ mm}^2$

- $S = \frac{0,25\pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{240} = 327,25 \text{ mm} < 3h = 360 \text{ mm}$

(AMAN)

- **Jadi, digunakan P10 – 300**

Tabel 2. 56 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Bentang	Koefisien	Tebal Pelat	ds	Mu	ρ	As (mm)	As min	As pasang	S	Dipasang Tulangan				CEK
										P	10	-	300	
A	0,0417	71,43	95	2,20600	0,000650832	61,8290	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,0714	71,43	95	3,78171	0,001120953	106,4906	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,1111	71,43	95	5,88267	0,001120953	166,7080	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
B	0,0417	53,57	95	1,24088	0,000365055	34,680	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,0714	53,57	95	2,12721	0,00062744	59,607	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,1111	53,57	95	3,30900	0,0009794	93,048	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
C	0,0417	71,43	95	2,20600	0,000650832	61,8290	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,0714	71,43	95	3,78171	0,001120953	106,4906	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,1111	71,43	95	5,88267	0,001120953	166,7080	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
D	0,0417	53,57	95	1,24088	0,000365055	34,680	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,0714	53,57	95	2,12721	0,00062744	59,607	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,1111	53,57	95	3,30900	0,0009794	93,048	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
E	0,0417	71,43	95	2,20600	0,000650832	61,8290	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,0714	71,43	95	3,78171	0,001120953	106,4906	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,1111	71,43	95	5,88267	0,001120953	166,7080	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
F	0,0417	53,57	95	1,24088	0,000365055	34,680	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,0714	53,57	95	2,12721	0,00062744	59,607	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,1111	53,57	95	3,30900	0,0009794	93,048	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
G	0,0417	102,68	95	4,55849	0,0013544	128,664	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,0714	102,68	95	7,81456	0,0023450	222,778	240	240	327,5	P	10	-	300	OK
	0,1111	102,68	95	12,15598	0,0036985	351,354	240	240	327,5	P	10	-	300	OK

2.9.7 Perancangan Tangga

Tangga merupakan salah satu elemen struktur yang sangat penting untuk bangunan bertingkat, tangga direncanakan berada pada lantai dan lantai 2. Data data mengenai tangga dapat dilihat dibawah ini :

- Lebar Lantai L1 : 3750 mm
- Lebar Bordes : 1875 mm
- *Optrede* (O) : 212 mm
- *Antrede* (A) : 300 mm
- Tebal Pelat Tangga : 180 mm
- Tinggi antar lantai (Het) : 3600 mm
- h_{tg} : 0,18
- Berat Vol Beton : 24
- Berat Vol Ubin : 21
- Berat railing (kira) : 1
- Beban Hidup : 4,79
- Jumlah Anak Tangga (n) : 17 buah
- L_{tg} : 2250 mm
- α : 35,22

$$\text{Jumlah anak tangga (n)} = \frac{H_{et}}{O} = \frac{3600}{212} = 17 \text{ buah}$$

$$L_{tg} = \left(\frac{1}{2} \times \frac{H_{et}}{O} - 1 \right) A = \left(\frac{1}{2} \times \frac{3600}{212} - 1 \right) \times 300 = 2250 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{arc tan} \left(\frac{O}{A} \right) = \text{arc tan} \left(\frac{212}{300} \right) = 35,22^\circ$$

Tabel 2. 57 Beban Qtg

Beban qtg		
Berat Sendiri Tangga	5,29	kN/m ²
Berat anak tangga	2,4	kN/m ²
Berat Ubin & Spesi	1,05	kN/m ²
Berat Railing (diperkirakan)	1	kN/m ²
Jumlah	9,74	kN/m²

Tabel 2. 58 Beban Qbd

Beban qbd		
Berat Sendiri Tangga	4,32	kN/m ²
Berat Ubin & Spesi	1,05	kN/m ²
Berat Railing (diperkirakan)	1	kN/m ²
Jumlah	6,37	kN/m ²

Pembebanan

- MDL : 41,16
- VDL : 29,67
- MLL : 42,1
- VLL : 29,2

Kombinasi

$$\text{MU1} = 1,4 \times 41,16 = 57,624 \text{ kNm}$$

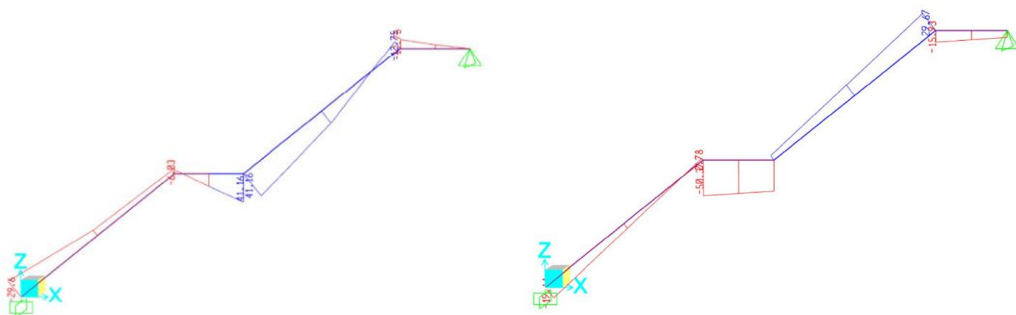
$$\text{MU2} = 1,2 \times 41,16 + 1,6 \times 42,1 = 116,752 \text{ kNm}$$

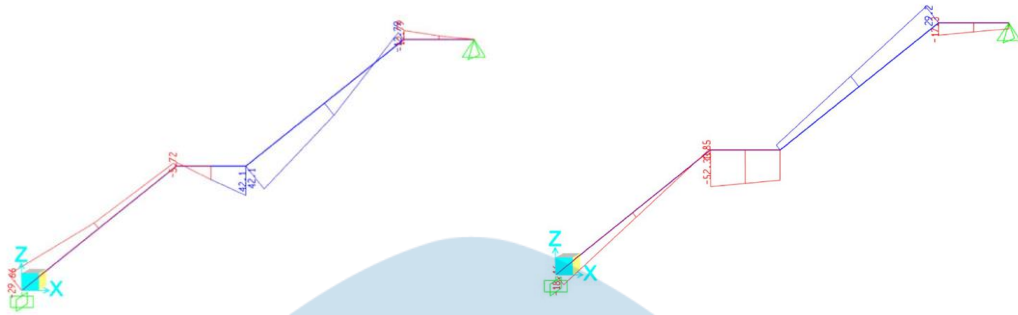
$$\text{VU1} = 1,4 \times 29,67 = 41,538 \text{ kN}$$

$$\text{VU2} = 1,2 \times 29,67 + 1,6 \times 29,2 = 82,324 \text{ kN}$$

- Mur 116,752 kNm ➤ Dipilih dari hasil MU yang paling besar
- Vur 82,324 kN ➤ Dipilih dari hasil VU yang paling besar

Pembebanan pada tangga di gambarkan dalam Gambar 2.46 sampai dengan

Gambar 2. 46 SFD dan BMD *Deadload* Tangga

Gambar 2. 47 SFD dan BMD *Liveload* Tangga

1) Rencana Penulangan Tangga Tumpuan

$$M_{ux} = 0,5 \text{ Mur} = 0,5 \times 116,752 \times 10^{-3} = 0,058376 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan pokok} = \text{D16 ; } A_s = 201,06193 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = \text{P10 ; } A_s = 78,53982 \text{ mm}^2$$

$$F_y \text{ tulangan pokok} = 500 \text{ Mpa}$$

$$F_y \text{ tulangan susut} = 390 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\text{Selimut beton} = 10 \text{ mm}$$

$$h_{tg} = 180 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

a) Tulangan Pokok

$$D_s = (180 - 10 - (16/2)) / 1000 = 0,162 \text{ m}$$

$$R_n \text{ perlu} = 0,058376 / (0,9 \times 1 \times 0,162^2) = 2,47151 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 25}{500} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,47151}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,00527$$

$$\rho \text{ min} = 0,0018$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 25}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600+500}$$

$$= 0,01478$$

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \times 1000 \times 162 = 291,6 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d = 0,00527 \times 1000 \times 180 = 948,5493 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{948,549} = 211,9678 \text{ mm}$$

Digunakan D16-200

Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} \times b \times d = (0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 162) \times 10^{-3} = 135 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 0,75 \times 135 = 101,25 \text{ kN} > V_{ur} = 82,324 \text{ (AMAN)}$$

b) Tulangan Susut

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$A_s \text{ min} = \rho \text{ min} \times b \times h_{tg}$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 \times 1000 \times 180 = 360 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{360} = 218,1662 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut P10-200

2) Rencana Penulangan Tangga Lapangan

$$M_{ux} = 0,5 M_{ur} = 0,8 \times 116,752 \times 10^{-3} = 0,0934016 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

$$\text{Tulangan pokok} = \text{D16 ; } A_s = 201,06193 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = \text{P10 ; } A_s = 78,53982 \text{ mm}^2$$

$$f_y \text{ tulangan pokok} = 500 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ tulangan susut} = 390 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\text{Selimut beton} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{htg} = 180 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

a) Tulangan Pokok

$$D_s = (180 - 10 - (16/2)) / 1000 = 0,162 \text{ m}$$

$$R_n \text{ perlu} = 0,0934016 / (0,9 \times 1 \times 0,162^2) = 3,95441 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 25}{500} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,95441}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,00883$$

$$\rho \text{ min} = 0,0018$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 25}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 500}$$

$$= 0,01478$$

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \times 1000 \times 162 = 291,6 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d = 0,00883 \times 1000 \times 180 = 1588,5146 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1588,5146} = 126,5723 \text{ mm}$$

Digunakan D16-100

Cek Gaya Geser

$$V_c = 0,17 \sqrt{f'_c} \times b \times d = (0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 162) \times 10^{-3} = 135 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 0,75 \times 135 = 101,25 \text{ kN} > V_{ur} = 82,324 \text{ (AMAN)}$$

b) Tulangan Susut

$$\rho \text{ min} = 0,002$$

$$A_s \text{ min} = \rho \text{ min} \times b \times \text{htg}$$

$$As_{\min} = 0,002 \times 1000 \times 180 = 360 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{360} = 218,1662 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut P10-200

2.10 Ringkasan BAB II

Pada perancangan atap, gording yang digunakan merupakan profil C 125 x 50 x 20, sag-rod yang digunakan berdiameter 10 mm, kuda-kuda menggunakan profil 2L 60 x 60 x 6. Profil atap sudah aman terhadap defleksi dan tegangan.

Tulangan tangga terdiri atas penulangan tumpuan dan lapangan. Untuk penulangan tumpuan digunakan tulangan pokok D16-200 dengan tulangan susut P10-200. Kemudian untuk penulangan tangga lapangan dengan tulangan pokok D16-100 dan tulangan susut P10-200.

Pelat lantai sendiri memiliki 7 jenis tipe pelat lantai yang dibedakan dari ukuran bentangnya yaitu tipe A hingga tipe G dengan tebal 120 mm. Penulangan pelat lantai meliputi penulangan lapangan dan tumpuan yang pada penentuannya telah memenuhi syarat keamanan pelat lantai. Penulangan lapangan keseluruhan lantai menggunakan tulangan dengan ukuran P10 dengan jarak 300, serta penulangan tumpuan keseluruhan lantai menggunakan tulangan dengan ukuran yang sama yaitu P10 dengan jarak 300.

Perancangan pembangunan Pasar Sambilegi dari aspek struktural menggunakan 5 jenis balok induk dengan ukuran 60 x 40 cm yang memiliki perbedaan bentang. Untuk balok induk 1-3 (BI 1-3) digunakan tulangan tumpuan 5D22, untuk lapangan 3D22. Untuk balok induk 4 (BI-4) digunakan tulangan tumpuan 7D22 dan lapangan 3D22. Untuk balok induk 5 (BI-5) digunakan tulangan tumpuan 4D22 dan lapangan 3D22. Kemudian untuk tulangan sengkang secara keseluruhan digunakan 2D8-100 untuk tumpuan dan 2D8-200 untuk sengkang lapangannya.

Selanjutnya untuk perancangan pembangunan Pasar Sambilegi dari aspek struktural menggunakan 4 jenis balok anak dengan ukuran 40 x 30 cm yang memiliki perbedaan bentang. Untuk balok anak 1-3 (BA-1) digunakan tulangan tumpuan 3D22, untuk lapangan 2D22. Balok anak 2 (BA-2) digunakan tulangan tumpuan 2D22 untuk lapangan 2D22. Untuk balok anak 3 (BA-3) digunakan tulangan tumpuan 5D22 dan lapangan 2D22. Untuk balok anak 4 (BA-5) digunakan tulangan tumpuan 7D22 dan

lapangan 3D22. Kemudian untuk tulangan sengkang secara keseluruhan digunakan 2D10-100 untuk tumpuan dan 2D10-200 untuk sengkang lapangannya.

Kolom pada lantai 1 sampai dengan 3 dengan ukuran 50 x 50 cm dengan diameter lentur 25 mm diameter tulangan geser 13 mm dan selimut beton 40 mm dengan mutu beton 25 Mpa dan F_y 420. Menggunakan tulangan longitudinal 20D25 untuk K-1, 16D25 untuk K-2, dan 12D25 untuk K-3 serta Sengkang 4D13 – 100 dan lapangan 3D13 – 150.

