

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Penentuan Sistem Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 sistem struktur yang ada di sebuah bangunan dibedakan menjadi beberapa sistem, sistem tersebut dibedakan sebagai berikut :

2.1.1 Sistem pemikul gaya seismik (Seismik-force-resisting system).

Sistem ini adalah bagian struktur yang didesain untuk menahan gaya gempa rencana yang diisyaratkan oleh tata cara bangunan gedung umum yang diadopsi secara legal menggunakan ketentuan yang sesuai dan kombinasi beban.

2.1.2 Sistem rangka pemikul momen (Moment frame).

Rangka di mana komponen balok, pelat, kolom, dan joint menahan gaya melalui lentur, geser, dan gaya aksial.

2.1.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).

Rangka balok kolom atau rangka pelat kolom yang dicor di tempat atau pracetak dan memenuhi persyaratan. Persyaratan yang dimaksud adalah Kategori Desain Seismik yang dimiliki bangunan yang akan mengadaptasi sistem ini harus memiliki KDS B.

2.1.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Bangunan yang akan menggunakan sistem rangka ini memenuhi persyaratan pada beton yang bangunannya dikenakan KDS C, D, dan E.

2.1.5 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).

Sistem ini digunakan untuk rangka balok kolom atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang dicor di tempat.

Pada bangunan Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah, sistem rangka yang digunakan SRPMM dan KDS pada bangunan ini kategori tipe B.

2.2 Preliminary Design

Preliminary Design adalah suatu tahapan analisa untuk memperkirakan dimensi – dimensi struktur awal. Dimensi awal dimodelkan dalam program struktur dengan memasukkan pembebanan dan perletakan yang direncanakan. Jika setelah dilakukan analisis ternyata dimensi bagian pendukung bangunan tidak dapat menahan beban yang timbul, maka desain awal harus diubah.

Dalam *preliminary design* balok, dan kolom bangunan, ada beberapa faktor yang harus dipertimbangkan antara lain ketahanan terhadap gaya geser, hubungan antara balok dan kolom di bangunan serta kuat Tarik dan tekan bahan yang digunakan. Setelah dimensi awal ditentukan, tahapan selanjutnya adalah melakukan perhitungan dan analisis lebih mendalam untuk memastikan perencanaan struktur bangunan dapat dikatakan cukup kuat dan aman.

Perencanaan perkiraan dimensi awal Balok, Lolom, dan Pelat menggunakan rumus dan hasil adalah sebagai berikut :

2.2.1 Preliminary Balok

Langkah-langkah dalam *pereliminary* atau perancangan balok sesuai dengan standar SNI 2847-2019 Tabel 9.3.1.1-Tinggi minimum balok nonprategang. Pembahasan ini mencakup analisis beban, pemilihan material, serta perhitungan dimensi balok untuk memastikan keamanan dan keandalan struktur. Tinggi minimum balok nonprategang dapat dilihat pada Tabel 2. 1 di bawah ini.

Tabel 2. 1 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi Perlekatan	Minimum $h^{[1]}$
Perlekatan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

^[1]Rumusan dapat diaplikasikan untuk beton mutu normal dan tulangan mutu 420. Untuk kasus lain, minimum h harus dimodifikasi sesuai dengan 2.1 hingga 2.1, sebagaimana mestinya.

a. Balok Induk memanjang (B1)

$$\text{Bentang (1)} = 6000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Balok (h)} &= 1/12 \times \text{bentang} \\ &= 1/12 \times 6000 \\ &= 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar Balok} = 1/2 \times \text{Tinggi} = 1/2 \times 500 = 250 \text{ mm}$$

Dimensi balok induk memanjang yang digunakan B1 35 x 60 cm.

b. Balok Induk melintang (B2)

$$\text{Bentang (2)} = 8000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Balok (h)} &= 1/12 \times \text{bentang} \\ &= 1/12 \times 8000 \\ &= 666,67 \text{ mm} \\ &= 700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar Balok} &= 1/2 \times \text{Tinggi} \\ &= 1/2 \times 700 \\ &= 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi balok induk melintang yang digunakan B2 35 x 70 cm

c. Balok Induk melintang (B3)

$$\text{Bentang (3)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi Balok (h)} &= 1/12 \times \text{bentang} \\ &= 1/12 \times 4000 \\ &= 333,3 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar Balok} = 1/2 \times \text{Tinggi}$$

$$= 1/2 \times 400$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Dimensi balok induk melintang B3 yang digunakan 30 x 50 cm

d. Balok Anak memanjang (BA1)

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

$$\text{Tinggi Balok (h)} = 1/15 \times \text{bentang}$$

$$= 1/15 \times 6000$$

$$= 400 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Balok} = 1/2 \times \text{Tinggi}$$

$$= 1/2 \times 400$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Dimensi balok anak memanjang BA1 = 20 x 40 cm

Berikut adalah rekap dari hasil *preliminary* balok dapat dilihat pada tabel 2. 2 di bawah ini.

Tabel 2. 2 Rekap Dimensi Balok

Jenis	Dimensi
B1	35 x 60 cm
B2	35 x 70 cm
B3	30 x 50 cm
BA1	20 x 40 cm
BALOK BORDES	25 x 40 cm

2.2.2 Preliminary Kolom

Perencanaan desain kolom dibahas sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2019 pasal 18.7.2.1. Pembahasan ini mencakup kriteria yang harus dipenuhi dalam mendesain kolom untuk memastikan keamanan dan keandalan struktur dalam berbagai kondisi beban. Berdasarkan ketentuan SNI 2847-2019 pasal 18.7.2.1. kolom-kolom harus memenuhi a dan b:

- Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.

- b. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

a. Kolom 1

Bentang memanjang 8000 mm

$$\begin{aligned}\text{Tinggi penampang Kolom} &= 1/12 \times 8000 \\ &= 666,67 \text{ mm} \\ &= 700 \text{ mm} \\ &= 70 \text{ cm}\end{aligned}$$

Bentang melintang 7000 mm

$$\begin{aligned}\text{Lebar penampang Kolom} &= 1/12 \times 7000 \\ &= 583,33 \text{ mm} \\ &= 600 \text{ mm} \\ &= 70 \text{ cm}\end{aligned}$$

Maka direncanakan dimensi kolom K1 dengan ukuran 70 x 70 cm

b. Kolom 1

Bentang memanjang 6000 mm

$$\begin{aligned}\text{Tinggi penampang Kolom} &= 1/12 \times 6000 \\ &= 500 \text{ mm} \\ &= 50 \text{ cm}\end{aligned}$$

Bentang melintang 4000 mm

$$\begin{aligned}\text{Lebar penampang Kolom} &= 1/12 \times 4000 \\ &= 333,33 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \\ &= 40 \text{ cm}\end{aligned}$$

Maka, direncanakan dimensi kolom K2 dengan ukuran 65 x 65 cm

c. Kolom 3

Bentang memanjang 3000

$$\begin{aligned}\text{Tinggi penampang Kolom} &= 1/12 \times 3000 \\ &= 250 \text{ mm} \\ &= 25 \text{ cm}\end{aligned}$$

Bentang melintang 4000

$$\begin{aligned}\text{Lebar penampang Kolom} &= 1/12 \times 4000 \\ &= 300 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ cm}\end{aligned}$$

Maka direncanakan dimensi kolom K3 dengan ukuran 40 x 40 cm

Berikut adalah hasil rekapitulasi *preliminary* kolom dapat dilihat pada Tabel 2. 3 di bawah ini.

Tabel 2. 3 Rekap Dimensi Kolom

Jenis	Dimensi
K1	70 x 70 cm
K2	65 x 65 cm
K3	40 x 40 cm

2.2.3 Preliminary Pelat

Pelat beton dibuat untuk menyediakan suatu permukaan horizontal yang rata pada lantai bangunan, atap, jembatan, atau jenis struktur lainnya. Pelat beton dapat ditumpu oleh dinding, balok, kolom, atau dapat juga terletak langsung diatas tanah. Pada struktur balok-pelat, umumnya balok dan pelat dicor bersamaan sehingga menghasilkan suatu kesatuan struktur yang monolit. Ketebalan dari pelat beton umumnya jauh lebih kecil dibandingkan dengan ukuran bentangnya. Perencanaan dimensi pelat dapat dilihat pada Tabel 2.4 di bawah ini.

Tabel 2. 4 Perencanaan Dimensi Pelat

Tipe Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	Ly/Lx (mm)	Jenis Pelat
A	4000	2000	2000	2 arah
B	6000	2000	3000	1 arah

Tipe Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	Ly/Lx (mm)	Jenis Pelat
C	6000	1750	3428,6	1 arah

Menentukan Tebal Pelat minimum berdasarkan *SNI 2874:2019* pada tabel diatas – Ketebalan minimum Pelat solid satu arah non prategang. Tebal Pelat yang digunakan yaitu 12 cm. Ukuran tebal pelat dapat dilihat pada Tabel 2.5 Ukuran Tebal Pelat.

Tabel 2. 5 Ukuran Tebal Pelat

No.	Jenis Pelat	Ukuran Tebal
1.	Pelat Lantai	120 mm
2.	Pelat Tangga	120 mm
3.	Pelat Bordes	120 mm

2.3 Material dan Pembebanan

2.3.1 Beton

Spesifikasi Material yang digunakan pada pembangunan Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah adalah sebagai berikut :

- Semen Portland
- Agregat Kasar berupa batu pecah dan kerikil
- Air

2.3.2 Baja

Spesifikasi Material baja yang digunakan pada pembangunan Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah adalah sebagai berikut :

- Tulangan baja polos (U24)
- Tulangan baja deform (U40)
- Baja Profil C
- Baja Profil 2L

2.4 Data Berat Jenis Material

-	Baja	= 7850 kg/m ³
-	Batu Alam	= 2600 kg/m ³
-	Batu Belah	= 1500 kg/m ³
-	Batu Bulat	= 1500 kg/m ³
-	Batu Gunung	= 1500 kg/m ³
-	Batu Karang	= 700 kg/m ³
-	Batu Pecah	= 1450 kg/m ³
-	Besi Tuang	= 7250 kg/m ³
-	Beton	= 2200 kg/m ³
-	Beton Bertulang	= 2400 kg/m ³
-	Kayu	= 1000 kg/m ³
-	Kerikil	= 1650 kg/m ³
-	Koral	= 1650 kg/m ³

2.5 Kombinasi Pembebanan

Untuk metode ultimit pada struktur komponen struktur dan elemen fondasi, kombinasi beban harus dirancang sehingga kekuatan rencana minimal sama dengan atau lebih besar dari pengaruh beban yang telah difaktorkan. Mengacu pada SNI 2847:2019. Pasal 5.3.1 halaman 84, kombinasi pembebanan yang telah difaktorkan.

Kombinasi pembebanan yang telah difaktorkan mengacu pada SNI 2847:2019. Pasal 5.3.1 halaman 84 dapat dilihat pada Tabel 2.6 Kombinasi Pembebanan.

Tabel 2. 6 Ukuran Tebal Core Wall

Nomor		DL	SIDL	LL	L _r	R	W _x	W _y	E _x	E _y
1	1,1	1,4	1,4							
2	2,1	1,2	1,2	1,6	0,5					
	2,2	1,2	1,2	1,6		0,5				
3	3,1	1,2	1,2	1	1,6					
	3,2	1,2	1,2		1,6		0,5			
	3,3	1,2	1,2		1,6			0,5		
	3,4	1,2	1,2		1,6		0,375	0,375		
	3,5	1,2	1,2	1		1,6				

Nomor		DL	SIDL	LL	L _r	R	W _x	W _y	E _x	E _y
	3,6	1,2	1,2			1,6	0,5			
	3,7	1,2	1,2			1,6		0,5		
	3,8	1,2	1,2			1,6	0,375	0,375		
4	4,1	1,2	1,2	1	0,5		1			
	4,2	1,2	1,2	1	0,5			1		
	4,5	1,2	1,2	1	0,5		0,75	0,75		
	4,3	1,2	1,2	1		0,5	1			
	4,4	1,2	1,2	1		0,5		1		
	4,6	1,2	1,2	1		0,5	0,75	0,75		
5	5,1	0,9	0,9				1			
	5,2	0,9	0,9					1		
	5,3	0,9	0,9				0,75	0,75		
6	6,1	1,2156	1,2156	1					1,3	0,39
	6,2	1,2156	1,2156	1					1,3	-0,39
	6,3	1,2156	1,2156	1					-1,3	0,39
	6,4	1,2156	1,2156	1					-1,3	-0,39
	6,5	1,2156	1,2156	1					0,39	1,3
	6,6	1,2156	1,2156	1					-0,39	1,3
	6,7	1,2156	1,2156	1					0,39	-1,3
	6,8	1,2156	1,2156	1					-0,39	-1,3
7	7,1	0,8844	0,8844						1,3	0,39
	7,2	0,8844	0,8844						1,3	-0,39
	7,3	0,8844	0,8844						-1,3	0,39
	7,4	0,8844	0,8844						-1,3	-0,39
	7,5	0,8844	0,8844						0,39	1,3
	7,6	0,8844	0,8844						-0,39	1,3
	7,7	0,8844	0,8844						0,39	-1,3
	7,8	0,8844	0,8844						-0,39	-1,3

1. 1,4 DL

2. 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (L_r atau R)

3. 1,2 DL + 1,6 (L_r atau R) + (1,0 L atau 0,5 W)

4. 1,2 DL + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r atau R)

5. 1,2 DL + 1,0 E + 1,0 LL

6. 0,9 DL + 1,0 W

7. 0,9 DL + 1,0 E

DL: *Dead Load* (Beban Mati)

LL: *Live Load* (Beban Hidup)

E: *Earthquake Load* (Beban Gempa)

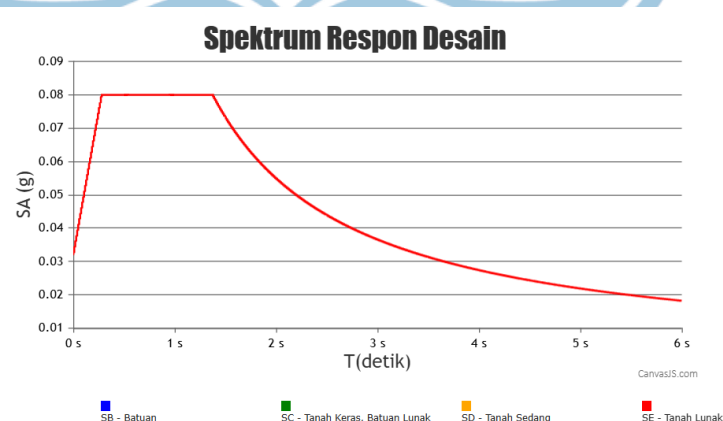
W: *Wind Load* (Beban Angin)

2.6 Pembebanan Gempa

Aplikasi pembebanan gempa pada struktur bangunan ini didasarkan pada standar yang berlaku sebagai berikut :

1. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung SNI 1726:2019
2. American Society of Civil Engineers, "ASCE 7-16 Minimum *Design* Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures"

Tingkat gempa yang digunakan adalah gempa dengan periode ulang 2500 tahun, yang berarti ada 2% kemungkinan gempa tersebut terjadi dalam 50 tahun masa pakai bangunan. Dalam desain struktur bangunan ini, analisis pembebanan gempa dilakukan menggunakan respon spektra yang sesuai dengan data lokasi bangunan, yaitu di Yogyakarta. Analisis ini dilakukan menggunakan software ETABS dengan parameter respon yang diperoleh dari data situs web <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>, berdasarkan nama kota atau koordinat lokasi yang diambil.



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

Kelas	SE - Tanah Lunak	T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
		0.28	1.38	0.08	0.11

Rentang T(s) Value: 6

PGA MCEG 0.0224 (g) bedrock

SS MCEr 0.0487 (g) bedrock

S1 MCEr 0.0391 (g) bedrock

TL 12 Detik

Save

Gambar 2. 1 Grafik Spektrum Respon Desain

Tabel 2. 7 Koefisien situs, Fa

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik, S _s					
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s = 1,25	S _s ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Catatan:

- (a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, dapat dilihat pada Tabel 2.7 Koefisien Situs F_a

Tabel 2. 8 Koefisien situs, Fy

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada perioda 1 detik, S ₁					
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ = 0,5	S ₁ ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

Catatan:

- (a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik, dapat dilihat pada Tabel 2.8 Koefisien Situs F_y.

Berdasarkan dari Gambar 2. 1, Tabel 2. 7, dan Tabel 2.8 diperoleh parameter – parameter yang digunakan dalam analisis respon spektra sesuai dengan SNI 1726:2019, Pasal 5; Hal 28 sebagai berikut :

1. Klasifikasi Situs: Kelas situs SE (Tanah Lunak)
2. Percepatan Respons Spektral MCER Periode Pendek 0,2 detik, $SS = 0,0487 \text{ g}$
3. Percepatan Respons Spektral MCER Periode 1 detik, $S1 = 0,0391 \text{ g}$
4. Koefisien Situs untuk Periode Pendek 0,2 detik, $Fa = 2,40$
5. Koefisien Situs untuk Periode 1 detik, $Fv = 1,911351$
6. Parameter Respons Spektral Percepatan pada Periode Pendek, $SMS = Fa.SS = 2,40 \times 0,0487 \text{ g} = 0,1169 \text{ g}$
7. Parameter Respons Spektral Percepatan pada Periode 1 detik, $SM1 = Fv.S1 = 1,911351 \times 0,0391 \text{ g} = 0,0747 \text{ g}$
8. Parameter Percepatan Spektral Desain untuk Periode Pendek, $SDS = 2/3.SMS = 2/3 \times 0,1169 \text{ g} = 0,0779 \text{ g}$
9. Parameter Percepatan Spektral Desain untuk Periode 1 detik, $SD1 = 2/3.SM1 = 2/3 \times 0,0747 \text{ g} = 0,0498 \text{ g}$
10. Parameter Periode, $T0 = 2/3.Fv.S1 = 2/3 \times 1,911351 \times 0,0391 = 0,097 \text{ detik}$
11. Parameter Periode, $Ts = SD1/SDS = 0,0498 / 0,0779 = 0,64 \text{ detik}$

2.7 Kategori Risiko Gedung

Penentuan kategori risiko Gedung berdasarkan jenis kegunaannya sebagai Gedung perkantoran, maka Gedung termasuk dalam kategori risiko II yang dapat dilihat pada Tabel 2. 9 berikut.

Tabel 2. 9 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

2.8 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismic merupakan klasifikasi yang digunakan untuk menentukan tingkat perlindungan struktur terhadap gempa bumi. Pengkategorian ini didasarkan pada risiko seismic di wilayah proyek, karakteristik tanah, serta fungsi bangunan, sehingga dapat diterapkan standar desain yang tepat untuk menjaga keselamatan dan kestabilan struktur.

A. Berdasarkan SDS (Tabel 8 SNI 1726:2019)

Kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dapat dilihat pada tabel 2. 10 berikut.

Tabel 2. 10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan SDS

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

Berdasarkan Tabel 2. 10 SDS Gedung = 0,0779 dengan kategori risiko II, sehingga Kategori Desain Seismik (KDS) berdasarkan SDS adalah A.

B. Berdasarkan SD1 (Tabel 8 SNI 1726:2019)

Kategori desain seismic berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik dapat dilihat pada Tabel 2. 11 di bawah ini.

Tabel 2. 11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{D1}

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

S_{D1} gedung = 0,1095g dengan kategori risiko II, sehingga kategori desain seismik (KDS) berdasarkan S_{D1} adalah B. Dari a) dan b) dipilih KDS yang paling tinggi, sehingga KDS Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah ini adalah B.

2.9 Menentukan Parameter Gempa

Penentuan parameter gempa merupakan langkah penting dalam perencanaan struktur bangunan yang tahan gempa. Metode dan standar yang digunakan untuk menentukan parameter gempa seperti percepatan puncak tanah (PGA), periode getaran, dan spektrum respons gempa, yang menjadi dasar dalam perancangan struktur yang aman dan sesuai dengan seismik setempat dapat dilihat pada Tabel 2. 12 dan 2. 13.

Tabel 2. 12 Faktor Keutamaan Gempa

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

Tabel 2. 13 Faktor R, C_d , dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik (lanjutan) 2

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus ^D	6	2 ^{1/2}	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus ^{g,h}	6 ^{1/2}	2 ^{1/2}	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2 ^{1/2}	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3 ^{1/2}	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	$5^{1/2}$	$2^{1/2}$	$4^{1/2}$	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	$3^{1/2}$	$2^{1/2}$	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	$4^{1/2}$	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa ^g	$5^{1/2}$	$2^{1/2}$	$4^{1/2}$	TB	TB	TI	TI	TI

Berdasarkan dari Tabel 2. 12 dan Tabel 2. 13 diperoleh parameter-parameter gempa sebagai berikut.

Kategori Risiko Gedung Kajati Kalimantan Tengah : II

Faktor Keutamaan Gempa, I_e : 1,0

Koefisien Modifikasi Respons, R : 6,5

Faktor Kuat Lebih Sistem, Ω_0 : 2,5

Faktor Pembesaran Defleksi, C_d : 5

2.10 Menghitung Periode (Waktu Getar) Fundamental Gedung (T)

Periode fundamental (T) merupakan salah satu parameter penting dalam analisis perilaku dinamis Gedung terhadap beban gempa. Pada bagian ini membahas metode perhitungan periode getar fundamental berdasarkan kriteria struktur dan material Gedung, yang diperlukan untuk mengevaluasi respons bangunan terhadap gaya gempa. Digunakan rumus pendekatan:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.1)$$

$$h_n = \text{Tinggi bangunan} \quad (2.1)$$

$$C_t = \text{Koefisien sesuai Tabel 18 SNI 1726:2019} \quad (2.2)$$

$$X = \text{Koefisien sesuai Tabel 18 SNI 1726:2019} \quad (2.3)$$

Tabel 2. 14 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan X

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		

Tipe Struktur	C_t	α
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Berdasarkan dari Tabel 2. 14 di atas diperoleh nilai parameter periode pendekatan C_t dan α adalah sebagai di bawah ini.

$$h_n = 22,6 \text{ m} \quad (2.4)$$

$$C_t = 0,0488 \quad (2.5)$$

$$\alpha = 0,75 \quad (2.6)$$

$$T_a = C_t h_n^\alpha = 0,0488 \times 22,6^{0,75} = 0,5058 \text{ detik} \quad (2.7)$$

Untuk memperoleh koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung dapat dilihat pada tabel 2. 15 di bawah ini.

Tabel 2. 15 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

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

$$SDI = 0,1095g \text{ detik} \geq 0,1 \text{ detik maka } C_u = 1,7 \quad (2.8)$$

$$T_{max} = C_n \times T_a = 1,7 \times 0,5058 = 0,860 \text{ detik} \quad (2.9)$$

Sebagai alternatif diizinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata – rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 3 m.

$$T_a = 0,1N \text{ dengan } N = \text{jumlah tingkat} = 5, \text{ sehingga} \quad (2.10)$$

$$T = 0,1 \times 5 = 0,5 \text{ detik} \quad (2.11)$$

Digunakan nilai $T = 0,5058$ detik.

2.11 Bentuk dan Jumlah Ragam

Bentuk dan Jumlah Ragam membahas mengenai variasi bentuk dan jumlah ragam yang terdapat dalam Gedung Kejati Kalimantan Tengah. Pemaparan ini mencakup identifikasi, deskripsi, serta pengelompokkan ragam berdasarkan karakteristik yang ditemukan. Bentuk dan jumlah ragam yang diperoleh dari aplikasi ETABS dapat dilihat pada Lampiran 84.

2.12 Gaya Geser dan Dasar Seismik

Pada sub bab ini akan membahas konsep gaya dasar seismik, termasuk prinsip-prinsip dasar yang mempengaruhi respons struktur terhadap gempa, analisis ini penting dalam memahami perilaku bangunan saat terjadi aktivitas seismic.

a. Koefisien Respons Seismik

Koefisien Respons Seismik merupakan faktor penting dalam menghitung beban gempa pada struktur, analisis ini bertujuan untuk mengidentifikasi pengaruh gempa terhadap respons dinamis bangunan.

$$C_s = SDS / (R/I_e) = 0,079 / (6,5/1) = 0,0120 \quad (2.12)$$

b. Batas Atas

Konsep batas atas yang digunakan dalam analisis struktur, Pembahasan mencakup metode perhitungan dan aplikasinya dalam menentukan kapasitas maksimum suatu sistem atau material sebelum mencapai kondisi kegagalan.

$$C_s \max = SD1 / [T \times (R/I_e)] \quad (2.13)$$

$$C_s \max X = 0,1095 / [0,860 \times (6,5/1)] = 0,0196 \quad (2.14)$$

$$C_s \max Y = 0,1095 / [0,860 \times (6,5/1)] = 0,0196 \quad (2.15)$$

c. Batas Bawah

Konsep Batas Bawah menjelaskan tentang definisi dan peranannya dalam analisis serta desain struktur, pembahasan ini meliputi pendekatan yang digunakan untuk menentukan batas bawah dan implikasinya terhadap kestabilan struktur.

$$C_{s,min 1} = 0,044 \text{ SDS } I_e \geq 0,01 \quad (2.16)$$

$$C_{s,min 2} = 0,01 \quad (2.17)$$

d. Batas Bawah (dipakai jika $S1 \geq 0,6g$)

Sub bab ini akan menjelaskan ketentuan mengenai batas bawah yang berlaku ketika percepatan spectral ($S1$) bernilai sama atau lebih besar dari $0,6g$. Penjelasan ini mencakup kriteria penerapan serta implikasinya terhadap desain struktur.

$$C_{s,min 2} = 0,5 S1 / (R/I_e) = 0,5 \times 0,0391 / (6,5/1) = 0,0030 \quad (2.18)$$

e. Koefisien Respon Seismik Pakai

Pada sub bab ini akan menguraikan tentang koefisien respons seismik pakai yang digunakan untuk menghitung besarnya respons struktur terhadap gempa. Pemahaman terhadap koefisien ini penting untuk merancang bangunan yang aman dan sesuai dengan standar perencanaan seismic berdasarkan *SNI 1726:2019*.

$$C_{s,pakai X} = 0,012 \quad (2.19)$$

$$C_{s,pakai Y} = 0,012 \quad (2.20)$$

f. Berat Seismik Efektif

Berat Seismik Efektif merupakan parameter penting dalam analisis respons struktur, terhadap gempa. Penjelasan ini akan mencakup definisi, metode perhitungan, serta pengaruh berat seismik efektif terhadap stabilitas dan keamanan bangunan selama peristiwa seismik.

$$W = 52856,605 \text{ kN} \quad (2.21)$$

g. Gaya Geser Dasar Seismik

Gaya Geser Dasar Seismik merupakan komponen kunci dalam analisis structural terhadap gempa. Pemahaman tentang gaya geser ini penting untuk merancang bangunan yang mampu bertahan terhadap beban lateral yang diakibatkan oleh aktivitas seismik.

$$V = C_s \times W \quad (2.22)$$

$$V_X = 0,012 \times 52856,605 = 633,63 \text{ kN} \quad (2.23)$$

$$V_Y = 0,012 \times 52856,605 = 633,63 \text{ kN} \quad (2.24)$$

h. Gaya Geser Statik (ETABS)

Sub bab ini akan membahas analisis gaya geser statik menggunakan perangkat lunak ETABS. Pembahasan ini mencakup metode perhitungan, pengaruh terhadap desain struktur, serta penerapan hasil analisis dalam merancang bangunan yang tahan gempa.

$$V_X = -633,6287 \text{ kN} \quad (2.25)$$

$$V_Y = -633,6287 \text{ kN} \quad (2.26)$$

2.13 Penskalaan Gaya

Penskalaan Gaya merupakan teknik penting dalam analisis struktur untuk menerapkan gaya yang sesuai dengan ukuran dan kondisi desain. Penskalaan gaya memungkinkan insinyur untuk memprediksi respons struktur secara akurat terhadap beban yang diterapkan.

a. Faktor Skala Awal

Faktor Skala Awal merupakan elemen penting dalam analisis data dan perancangan penelitian. Pembahasan ini mencakup pengertian relevansi serta pengaruh faktor skala awal terhadap hasil yang diperoleh.

$$SF = g / (R/I) = 9,81 / (6,5/1) = 1,509$$

$$m/s^2 = 1508,72 \text{ mm/s}^2 \quad (2.27)$$

b. Gaya Geser Dasar Analisis Struktur

Gaya geser dasar yang muncul dalam analisis struktur dengan fokus pada peranannya dalam menentukan stabilitas dan kekuatan bangunan. Pemahaman yang mendalam tentang gaya geser dasar sangat penting untuk merancang struktur yang aman dan terhadap beban lateral.

$$V_{i,X} = 481,4537 \text{ kN (Input dari ETABS)} \quad (2.28)$$

$$V_{i,Y} = 470,2543 \text{ kN (Input dari ETABS)} \quad (2.29)$$

c. Penskalaan Gaya Gempa

Penskalaan gaya gempa memiliki tujuan untuk menentukan kekuatan dan dampak gempa terhadap struktur bangunan. Penskalaan yang tepat, sangat penting untuk perancangan struktur yang aman dan tahan terhadap gempa.

$$f_y = V_x / V_{i,x} = 633,63 / 481,4537 = 1,316 \quad (2.30)$$

$$f_y = V_y / V_{i,y} = 633,63 / 470,2543 = 1,347 \quad (2.31)$$

d. Faktor Skala Baru

Faktor Skala Baru mencakup pemahaman tentang bagaimana faktor skala dapat mempengaruhi perilaku dan keamanan bangunan dalam berbagai kondisi.

$$SFX = SF \times f_x = 1508,72 \times 1,316 = 1985,58 \text{ mm/s}^2 \quad (2.32)$$

$$SFY = SF \times f_y = 1508,72 \times 1,347 = 2032,87 \text{ mm/s}^2 \quad (2.33)$$

2.14 Perencanaan Atap

Struktur Atap adalah bagian penting dari bangunan yang berfungsi untuk menahan dan menyalurkan beban yang berasal dari atap. Rangka atap terdiri dari dua bagian utama: rangka atap itu sendiri dan penopangnya. Fungsi rangka atap

adalah menahan beban dari material penutup atap, sehingga biasanya tersusun dari balok-balok kayu, bambu, atau baja yang ditempatkan secara vertikal dan horizontal (kecuali pada atap dak beton). Dalam proses ini dikenal istilah gording dan reng. Rangka atap dapat membentuk lekukan yang menghasilkan desain atap tertentu. Penopang rangka atap adalah balok kayu yang disusun dalam bentuk segitiga, dikenal sebagai kuda-kuda atap. Kuda-kuda atap berfungsi menopang rangka atap, di mana bagian atasnya terhubung ke balok bubungan, dan kedua kakinya disambungkan ke kolom struktur untuk menyalurkan beban ke tanah. Rencana kuda-kuda atap dapat dilihat pada Gambar 2.2.

2.14.1 Rencana Gording

Perencanaan atap sebuah bangunan merupakan aspek yang sangat penting karena berkaitan dengan fungsi dan estetika bangunan. Dalam proses perencanaan atap, perlu diperhatikan terlebih dahulu perencanaan gordingnya. Gording adalah salah satu elemen struktur pada rangka atap yang berfungsi sebagai penyangga langsung bagi penutup atap, seperti genteng, seng, atau bahan penutup lainnya. Gording ini dipasang secara horizontal di atas kuda-kuda atau struktur utama atap, dan membantu mendistribusikan beban dari penutup atap ke struktur di bawahnya. Menurut Haryanto (2008), untuk merencanakan gording perlu diperhatikan hal-hal sebagai berikut

1. Jarak gording mendatar untuk atap genteng atau sirap antara 1800 mm sampai maksimum 2500 mm, sedang untuk atap seng atau asbes antara 1000 sampai 1300 mm.
2. Bentang gording ditentukan oleh jarak antar kuda-kuda, sebaiknya jarak kuda-kuda sama dengan jarak kolom struktur. Tetapi kalau tidak memungkinkan jarak kuda-kuda diambil antara 2500 mm sampai 4000 mm untuk atap genteng atau sirap. Untuk atap seng atau asbes jarak kuda-kuda bisa diambil sampai 6000mm.

3. Jumlah sag-rod atau batang tarik penahan beban arah sumbu lemah gording ditentukan oleh bentang gording (jarak kuda-kuda). Jarak sag rod ini bisa diambil maksimum 2000 mm.
4. Batang ikatan angin dipasang dengan bentuk silang diantara kuda-kuda. Ikatan angin ini tidak perlu dipasang pada setiap kuda-kuda, tetapi dapat dipasang selang-seling. Setelah denah rencana atap dibuat, kemudian gording dapat direncanakan.

Atap sebuah bangunan adalah elemen yang sangat penting karena perannya dalam fungsi dan estetika bangunan. Dalam perencanaan atap, penting untuk terlebih dahulu mempertimbangkan desain gordingnya, yang dapat dilihat melalui gambar desain atap, denah rencana atap, serta rincian gording berikut.

$$\text{Kemiringan atap } (\alpha) = 35^\circ \quad (2.34)$$

$$\text{Jarak kuda-kuda (L1)} = 6 \text{ meter} \quad (2.35)$$

$$\text{Berat Atap} = 20 \text{ kg/m}^2 = 0,2 \text{ kN/m}^2 \quad (2.36)$$

$$\text{Berat Plafond} = 7 \text{ kg/m}^2 = 0,07 \text{ kN/m}^2 \quad (2.37)$$

$$\text{Jenis Gording} = \text{BJ-37} \quad (2.38)$$

$$F_y = 240 \text{ N/mm}^2 \quad (2.39)$$

$$E = 200.000 \text{ kN/m}^2 \quad (2.40)$$

$$\text{Berat gording} = 7,07 \text{ kg/m} \quad (2.41)$$

Digunakan profil C 150x65x20 dengan tebal 3 mm dengan data-data sebagai berikut :

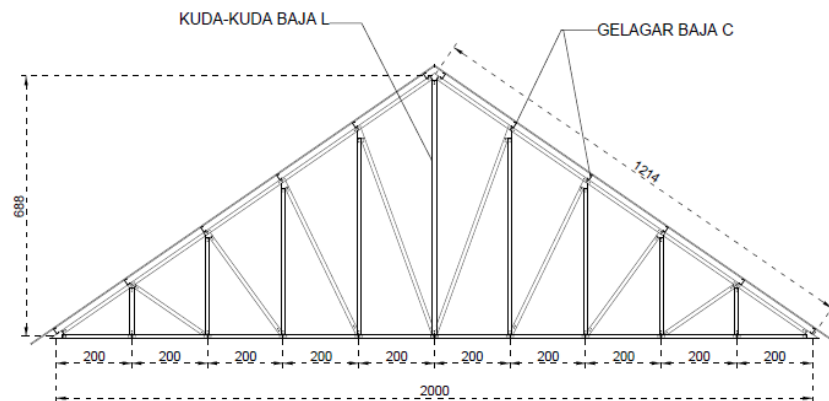
$$I_3 = I_x = 314 \text{ cm}^4 = 3.140.000 \text{ mm}^4 \quad (2.42)$$

$$I_2 = I_y = 51 \text{ cm}^4 = 51.000 \text{ mm}^4 \quad (2.43)$$

$$W_x = Z_x = 41,8 \text{ cm}^3 = 41.800 \text{ mm}^3 \quad (2.44)$$

$$W_y = Z_y = 11,6 \text{ cm}^3 = 11.600 \text{ mm}^3 \quad (2.45)$$

$$\text{Jarak Gording (miring)} = 2,428 \text{ m} \quad (2.46)$$



Gambar 2. 2 Rencana Kuda – Kuda Atap

$$\text{Berat Sendiri} = \frac{\text{berat gording} \times \text{gravitasi}}{1000} \quad (2.47)$$

$$\text{Berat Atap} = \frac{\text{jarak antar gording}}{\cos \alpha} \times \text{berat atap} \quad (2.48)$$

$$\text{Berat Plafond} = \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafon} \quad (2.49)$$

$$\text{Dead Load (D) rencana} = \text{Berat Sendiri} + \text{Berat Atap} + \text{Berat gording (qDL) Plafond} \quad (2.50)$$

$$\text{Beban Hidup (qLL)} = 1,0 \text{ kN diambil sebesar} \quad (2.51)$$

$$\text{Berat Sendiri} = \frac{7,07 \times 9,81}{1000} = 0,069 \text{ kN/m} \quad (2.52)$$

$$\text{Berat Atap} = \frac{2}{\cos 35^\circ} \times 0,2 = 0,488 \text{ kN/m} \quad (2.53)$$

$$\text{Berat Plafond} = 2 \times 0,07 = 0,14 \text{ kN/m} \quad (2.54)$$

$$\text{Dead Load (D) rencana} = 0,697 \text{ kN/m gording (qDL)} \quad (2.55)$$

$$\text{Beban Hidup (qLL)} = 1,0 \text{ kN diambil sebesar} \quad (2.56)$$

a. Rencana Momen Gording

Rencana Momen gording merupakan perhitungan yang digunakan untuk menentukan distribusi momen lentur pada gording yang merupakan salah satu

elemen structural pada atap bangunan. Momen ini sangat penting dalam perencanaan struktur atap karena mempengaruhi kekuatan dan kestabilan gording dalam menopang beban.

$$M3D = \frac{1}{8} \times qDL \times \cos \theta \times (L)^2 \quad (2.57)$$

$$= \frac{1}{8} \times 0,697 \times \cos 35 \times (6)^2$$

$$= 2,569 \text{ kNm}$$

$$M3L = \frac{1}{4} \times qLL \times \cos \theta \times L \quad (2.58)$$

$$= \frac{1}{4} \times 1 \times \cos 35 \times 6$$

$$= 1,229 \text{ kNm}$$

$$M2D = \frac{1}{8} \times qDL \times \sin \theta \times (L/3)^2 \quad (2.59)$$

$$= \frac{1}{8} \times 0,697 \times \sin 35 \times (6/3)^2$$

$$= 0,200 \text{ kNm}$$

$$M2L = \frac{1}{8} \times qLL \times \sin \theta \times (L/3) \quad (2.60)$$

$$= \frac{1}{8} \times 1 \times \sin 35 \times (6/3)$$

$$= 0,287 \text{ kNm}$$

$$M3U = 1,4 \times M3D = 1,4 \times 2,569 = 3,597 \text{ kNm} \quad (2.61)$$

$$M3U = 1,2 \times M3D + 1,6 \times M3L = 1,2 \times 2,569 + 1,6 \times 1,229 = 5,049 \text{ kNm}$$

$$\text{Dipilih } M3U = 5,049 \text{ kNm}$$

$$M2U = 1,4 \times M2D = 1,4 \times 0,200 = 0,280 \text{ kNm}$$

$$M2U = 1,2 \times M2D + 1,6 \times M2L = 1,2 \times 0,200 + 1,6 \times 0,287 = 0,699 \text{ kNm}$$

$$\text{Dipilih } M_{2U} = 0,699 \text{ kNm}$$

b. Cek Tegangan Profil C

Menghitung tegangan pada gedung sebagai bagian dari elemen struktural dalam perencanaan atap, harus memperhitungkan beton kerja yang diberikan. Beban kerja ini tidak boleh melebihi batas tegangan yang diizinkan sesuai dengan ketentuan yang berlaku. Rumus dan pertimbangan yang akan digunakan untuk melakukan cek tegangan pada profil C adalah sebagai berikut :

$$F_b = \frac{M_{3U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2U}}{\phi W_2} \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9 \text{ untuk lentur dan geser} \quad (2.63)$$

(tabel 6.4-2 SNI 03-1729-2002)

$$F_b = \frac{5,049}{0,9 \times 41,8 \times 10^{-6}} + \frac{0,699}{0,9 \times 11,6 \times 10^{-6}} \leq 240 \text{ MPa}$$

$$F_b = 201,165 \leq 240 \text{ MPa}$$

Untuk lentur dan geser digunakan nilai $\phi = 0,9$, berdasarkan perhitungan di atas nilai $f_b = 201,165 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$, maka baja yang digunakan aman dan dapat digunakan .

c. Cek Defleksi Gording

Defleksi merupakan lenturan yang terjadi pada gording yang harus diperhitungkan untuk merancang struktur gording yang kuat dan mampu menahan beban sesuai dengan perencanaan. Proses ini melibatkan penggunaan rumus dan perhitungan defleksi gording yang tepat, Tujuan utama cek defleksi gording adalah untuk memastikan bahwa gording dapat menopang beban tanpa mengalami deformasi berlebihan yang dapat mengganggu kestabilan dan fungsi atap.

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q_{DL} \cdot \cos \theta \cdot L^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{q_{LL} \cdot \cos \theta \cdot L^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,697 \times \cos 35^\circ \times 6000^4}{200.000 \times 3.140.000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 35^\circ \times 6000^3}{200.000 \times 3.140.000} \\ &= 15,350 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{qDL \cdot \sin \theta}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{qLL \cdot \sin \theta}{EI} \times \left(\frac{L}{3}\right)^3 \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,697 \times \cos 35^\circ}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \times \cos 35^\circ}{200.000 \times 510.000} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^3 \\ &= 0,370 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta &= \sqrt{\delta_3^2 + \delta_2^2} \leq \frac{1}{240} \cdot L \\ &= \sqrt{(0,370)^2 + (15,350)^2} \leq \frac{1}{240} \cdot 6000 \\ &= 15,354 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}\end{aligned}$$

Defleksi yang terjadi pada gording adalah 15,354 mm sedangkan batas defleksi yang diijinkan pada gording atap tersebut adalah 25 mm, sehingga dapat disimpulkan yaitu jarak antar gording tersebut aman dan dapat digunakan.

2.14.2 Sag-Rod

Sag-Rod adalah metode yang sering digunakan dalam pengelolaan teknik sipil, khususnya untuk perencanaan dan pelaksanaan pembangunan. Berikut adalah perencanaan Sag-Rod.

a. Rencana Sag-Rod

Sag-Rod adalah batang besi berbentuk bulat yang terbuat dari tulangan polos, dengan kedua ujungnya dilengkapi ulir dan baut, sehingga posisinya dapat diatur, fungsi sag-rod adalah sebagai pengikat atau penghubung antara gording, sehingga memperkuat struktur gording tersebut. Pada Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah direncanakan jumlah gording (n) di bawah nol sebanyak 11 baris. Berikut adalah rumus dan perhitungan yang digunakan dalam perencanaan sag-rod.

$$\begin{aligned}F_{tD} &= n \cdot \left(\frac{L}{3} \cdot qDL \cdot \sin \theta\right) \\ &= 11 \times \left(\frac{6}{3} \times 0,697 \times \sin 35^\circ\right) \\ &= 8,795 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$F_{tL} = \frac{n}{2} \cdot qLL \cdot \sin \theta$$

$$= \frac{11}{2} \times 1 \times \sin 35^\circ$$

$$= 3,155 \text{ kN}$$

b. Kombinasi Pembebanan

Untuk kombinasi pembebanan, perhitungannya dijabarkan berdasarkan rumus sebagai berikut:

$$F_{tu} = 1,4 \cdot F_{tD} = 1,4 \times 8,795 = 12,313 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F_{tu} &= 1,2 \cdot F_{tD} + 1,6 \cdot F_{tL} \\ &= 1,2 \times 8,795 + 1,6 \times 3,155 \\ &= 15,602 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Dipilih } F_{tu} = 15,602 \text{ kN}$$

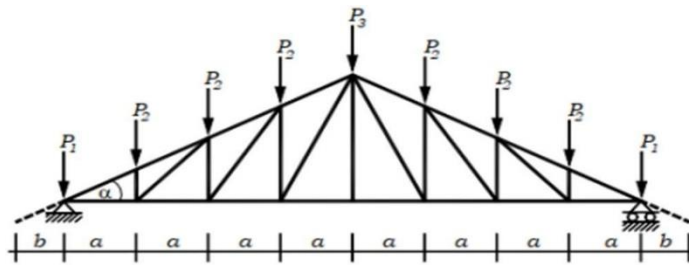
c. Luas Bidang Sag-Rod yang Dibutuhkan

Untuk menghitung luas batang sag-rod menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$A_{sr} = \frac{F_t \cdot 10^3}{\phi \cdot f_y} = \frac{15,602 \times 10^3}{0,9 \times 240} = 72,231 \text{ kN}$$

2.14.3 Perencanaan Kuda-Kuda

Perencanaan kuda-kuda dilakukan setelah dimensi gording, sag-rod, dan elemen lainnya telah ditentukan. Perhitungan beban pada kuda-kuda dapat dilakukan setelah ukuran gording, sag-rod, dan komponen terkait sudah direncanakan. Dengan melihat denah rencana atap dapat dibuat began kuda-kuda seperti ditunjukkan Gambar 2x Bagan Rencana kuda-kuda (Haryanto, 2008). Lebar tritisan diambil sebesar b dengan besarnya berevariasi, antara 750mm hingga 1250mm. 45 Beban-beban P1, P2 dan P3 dihitung sesuai dengan jarak gording (lebar atap yang didukung) dan Panjang gording (jarak antara kuda-kuda).



Gambar 2. 3 Bagan Rencana Kuda-Kuda (Haryanto,2008)

Diketahui data kuda-kuda sebagai berikut:

Kemiringan atap (α) = 35°

Berat kuda-kuda = $0,5 \text{ kN/m}$

$b = 1 \text{ m}$

$a = 2 \text{ m}$

$L1 = 6 \text{ m}$

Berat gording = $7,07 \text{ kg/m} = 0,0707 \text{ kN/m}$

Berat atap = $0,2 \text{ kN/m}$

Berat Plafond = $7 \text{ kg/m}^2 = 0,07 \text{ kN/m}^2$

Berikut ini adalah tabel persamaan yang digunakan untuk menentukan beban P_1 , P_2 , dan P_3 .

Tabel 2. 16 Menentukan P_1 , P_2 , dan P_3

Beban P_1	Berat sendiri kuda-kuda	$\frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda}$
	Berat gording	$L \times \text{berat gording per meter}$
	Berat atap	$\left(\frac{\frac{a+b}{2}}{\cos \alpha}\right) \times L \times \text{berat atap}$
	Berat plafond	$\left(\frac{a}{2} + b\right) \times L \times \text{berat plafond}$
Beban P_2	Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda-kuda}$
	Berat gording	$L \times \text{berat gording per meter}$

	Berat atap	$\frac{a}{\cos a} \times L \times \text{berat atap}$
	Berat plafond	$a \times L \times \text{berat plafond}$
Beban P3	Berat sendiri kuda-kuda	$a \times \text{berat kuda-kuda}$
	Berat gording	$2 \times L \times \text{berat gording per meter}$
	Berat atap	$\frac{a}{\cos a} \times L \times \text{berat atap}$
	Berat plafond	$a \times L \times \text{berat plafond}$

Beban P1

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = \frac{a}{2} \times \text{berat kuda-kuda}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per meter}$$

$$\text{Berat atap} = \left(\frac{\left(\frac{a}{2} + b\right)}{\cos \alpha} \right) \times L \times \text{berat atap}$$

$$\text{Berat plafond} = \left(\frac{a}{2} + b \right) \times L \times \text{berat plafond}$$

$$\text{Beban P1} = \text{Berat sendiri kuda-kuda} + \text{Berat gording} + \text{Berat atap} + \text{Berat plafond}$$

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = \frac{2}{2} \times 0,5 = 0,5 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 6 \times 0,0707 = 0,424 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \left(\frac{\left(\frac{2}{2} + 1\right)}{\cos 35^\circ} \right) \times 6 \times 0,2 = 2,930 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = \left(\frac{2}{2} + 1 \right) \times 6 \times 0,07 = 0,84$$

$$\text{Beban P1} = 4,694 \text{ kN}$$

Beban P2

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda-kuda}$$

$$\text{Berat gording} = L \times \text{berat gording per meter}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$$

$$\text{Berat plafond} = a \times L \times \text{berat plafond}$$

$$\text{Beban P2} = \text{Berat sendiri kuda-kuda} + \text{Berat gording} + \text{Berat atap} + \text{Berat plafond}$$

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

$$\text{Berat gording} = 6 \times 0,0707 = 0,424 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{2}{\cos 35^\circ} \times 6 \times 0,2 = 2,4 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = 2 \times 6 \times 0,007 = 0,84$$

$$\text{Beban P2} = 4,664 \text{ kN}$$

Beban P3

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = a \times \text{berat kuda-kuda}$$

$$\text{Berat gording} = 2 \times L \times \text{berat gording per meter}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{a}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$$

$$\text{Berat plafond} = a \times L \times \text{berat plafond}$$

$$\text{Beban P3} = \text{Berat sendiri kuda-kuda} + \text{Berat gording} + \text{Berat atap} + \text{Berat plafond}$$

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

$$\text{Berat gording} = 2 \times 6 \times 0,0707 = 0,848 \text{ kN}$$

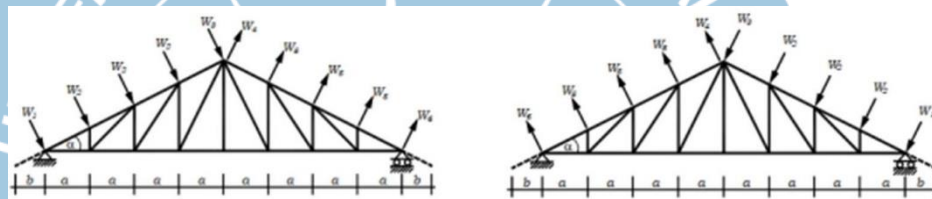
$$\text{Berat atap} = \frac{2}{\cos 35^\circ} \times 6 \times 0,2 = 2,4 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafond} = 2 \times 6 \times 0,07 = 0,84$$

$$\text{Beban P3} = 5,088 \text{ kN}$$

2.14.4 Beban Angin

Beban angin dibagi menjadi dua jenis yaitu beban angin dari arah kiri dan kanan pada sambungan (joint). Setiap jenis beban angin terdiri dari angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis). Beban ini diperhitungkan baik dari tiupan angin yang datang dari kiri maupun dari kanan. Angin yang berhembus menimbulkan gaya tekan pada sisi kuda-kuda yang terkena langsung, serta gaya hisap pada sisi yang tidak terkena langsung. Gaya tekan dan hisap tersebut bekerja tegak lurus terhadap bidang atap. Untuk perhitungan beban angin, digunakan koefisien angin tiup (Cti) dan angin isap (Cis) sesuai dengan peraturan pembebanan yang diperlihatkan dalam Gambar 2.4 di bawah ini.



Gambar 2. 4 Ilustrasi Beban Angin dari Kiri dan Kanan pada Joint

Nilai W_1 , W_2 , W_3 , W_4 , W_5 , dan W_6 dihitung berdasarkan besarnya tiupan angin (Q_w), koefisien beban angin (Cti atau Cis) yang dapat dilihat pada Tabel 2.17 tentang Nilai Koefisien Angin Tiup (Cti) dan Angin Isap (Cis), jarak antar gording (lebar atap yang didukung), serta panjang gording (jarak antar kuda-kuda). Perhitungan beban pada W_1 , W_2 , W_3 , W_4 , W_5 , dan W_6 dijelaskan melalui Tabel 2.17 di bawah ini.

Tabel 2. 17 Persamaan untuk Perhitungan Beban Angin

Beban W_1	$\left(\frac{\left(\frac{a}{2} + b \right)}{\cos \alpha} \right) C_{ti} \times L_1 \times Q_w$
Beban W_2	$\left(\frac{a}{\cos \alpha} \right) C_{ti} \times L_1 \times Q_w$
Beban W_3	$\frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w$
Beban W_4	$\frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w$

Beban W4	$\frac{a}{\cos \alpha} C_{ti} \times L1 \times Q_w$
Beban W5	$\frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \alpha} C_{ti} \times L1 \times Q_w$

Tabel 2. 18 Nilai Koefisien Angin Tiup (Cti) dan Angin Isap (Cis)

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 $\theta \geq 10^\circ$		-0,07	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a					
	$\leq 0,25$	-0,18	0,0 ^a	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,010	-0,3	-0,5	-0,6
		-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a				
	0,5	-0,18	-0,18	0,0 ^a	0,2	0,2	0,3	0,4	0,010	-0,5	-0,5	-0,6
		-1,3 ^b	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0 ^a				
	$\geq 1,0$	-0,18	-0,18	-0,18	0,0 ^a	0,2	0,2	0,4	0,010	-0,7	-0,6	-0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang								C_p		

Berdasarkan dari tabel 2. 18 diperoleh data untuk menentukan koefisien angin:

Kemiringan atap (α) = 35°

h = 6,88 m

L = 20 m

h/L = 0,344 m

Koefisien = C_{ti} (angin tiup) = 0,3

Cis (angin isap) = -0,6

Q_w = 0,25

Beban W1 = $\frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \theta} \times C_{ti} \times L1 \times Q_w$

$$= \frac{\left(\frac{2}{2}+1\right)}{\cos 35^\circ} \times 0,3 \times 6 \times 0,25$$

$$= 1,099 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W2} = \frac{a}{\cos \theta} \times C_{ti} \times L1 \times Q_w$$

$$= \frac{2}{\cos 35^\circ} \times 0,3 \times 6 \times 0,25$$

$$= 1,099 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W3} = \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \theta} \times C_{ti} \times L1 \times Q_w$$

$$= \frac{1}{2} \times \frac{2}{\cos 35^\circ} \times 0,3 \times 6 \times 0,25$$

$$= 0,549 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W4} = \frac{1}{2} \times \frac{a}{\cos \theta} \times C_{is} \times L1 \times Q_w$$

$$= \frac{1}{2} \times \frac{2}{\cos 35^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$= -1,099 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W5} = \frac{a}{\cos \theta} \times C_{is} \times L1 \times Q_w$$

$$= \frac{2}{\cos 35^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$= -2,197 \text{ kN}$$

$$\text{Beban W6} = \frac{\left(\frac{a}{2}+b\right)}{\cos \theta} \times C_{is} \times L1 \times Q_w$$

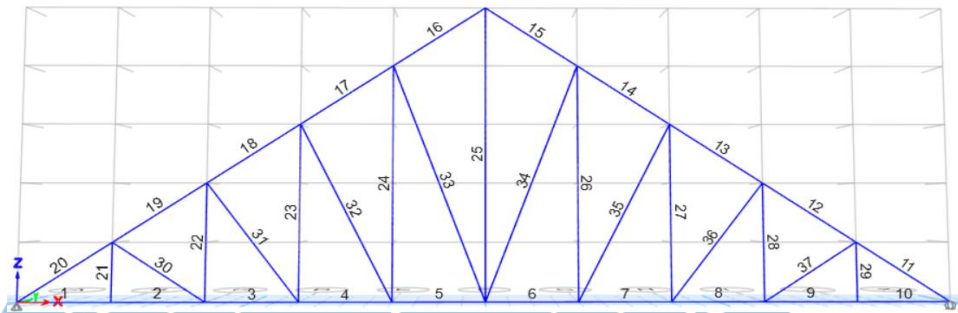
$$= \frac{\left(\frac{2}{2}+1\right)}{\cos 35^\circ} \times -0,6 \times 6 \times 0,25$$

$$= -2,197 \text{ kN}$$

2.14.5 Perencanaan Elemen Kuda-Kuda

Dalam perencanaan elemen kuda-kuda, terdapat dua aspek penting yang harus diperhatikan. Pertama, perencanaan elemen tarik (ditandai dengan tanda positif) dan perencanaan elemen tekan (ditandai dengan tanda negatif). Untuk merencanakan elemen kuda-kuda, diperlukan bangunan software ETABS guna

memperoleh output gaya tekan dan gaya tarik pada setiap elemennya. Tabel 2.19 menunjukkan hasil output gaya dalam pada Gedung Kejaksaan Tinggi Kalimantan Tengah. Gambar 2.5 memperlihatkan desain rangka atap kuda-kuda yang digunakan dalam bangunan tersebut.



Gambar 2. 5 Kuda-Kuda Atap setelah dimodelkan di ETABS

Tabel 2. 19 Gaya Dalam Kuda-Kuda

NO BENTANG	PANJANG (mm)	BEBAN DL (kN)	BEBAN LL (kN)	BEBAN ANGIN KIRI (kN)	BEBAN ANGIN KANAN (kN)	1,4DL	1,2DL + 1,6LL	1,2DL + 1,3WKi + 0,5LL	1,2DL + 1,3WKa + 0,5LL	GAYA RENCANA
1	2000	98,4811	6,5407	3,5715	-9,887	137,87354	128,6424	126,09062	108,59457	137,87354
2	2000	98,4811	6,5407	3,5715	-9,887	137,87354	128,6424	126,09062	108,59457	137,87354
3	2000	87,5727	5,814	3,022	-9,887	122,60178	114,3896	111,92284	95,14114	122,60178
4	2000	76,6642	5,0872	2,4725	-9,887	107,32988	100,1366	97,75489	81,68754	107,32988
5	2000	65,7558	4,3605	1,923	-9,887	92,05812	85,88376	83,58711	68,23411	92,05812
6	2000	65,7558	4,3605	1,3735	-8,7885	92,05812	85,88376	82,87276	69,66216	92,05812
7	2000	76,6642	5,0872	1,3735	-7,69	107,32988	100,1366	96,32619	84,54364	107,32988
8	2000	87,5727	5,814	1,3735	-6,5915	122,60178	114,3896	109,77979	99,42529	122,60178
9	2000	98,4811	6,5407	1,3735	-5,493	137,87354	128,6424	123,23322	114,30677	137,87354
10	2000	98,4811	6,5407	1,3735	-5,493	137,87354	128,6424	123,23322	114,30677	137,87354
11	2427,6	-119,538	-7,9392	-1,6672	4,0007	-167,3528	-156,148	-149,5822	-142,2139	-142,21393
12	2427,6	-106,297	-7,0571	-1,6672	2,6674	-148,8157	-138,8476	-133,2522	-127,6172	-127,61721
13	2427,6	-93,0561	-6,1749	-1,6672	1,334	-130,2785	-121,5472	-116,9221	-113,0206	-113,02057
14	2427,6	-79,8183	-5,2928	-1,6672	0,0006	-111,7456	-104,2504	-100,5957	-98,42758	-98,42758
15	2427,6	-66,5745	-4,4107	-1,6672	-1,3328	-93,2043	-86,94652	-84,26211	-83,82739	-83,82739
16	2427,6	-66,5745	-4,4107	-1,0008	-4,0007	-93,2043	-86,94652	-83,39579	-87,29566	-83,39579
17	2427,6	-79,8183	-5,2928	-0,3338	-4,0007	-111,7456	-104,2504	-98,8623	-103,6293	-98,8623
18	2427,6	-93,0561	-6,1749	0,3332	-4,0007	-130,2785	-121,5472	-114,3216	-119,9557	-114,32161
19	2427,6	-106,297	-7,0571	1,0002	-4,0007	-148,8157	-138,8476	-129,7846	-136,2857	-129,78457
20	2427,6	-119,538	-7,9392	1,6672	-4,0007	-167,3528	-156,148	-145,2475	-152,6158	-145,24748

NO BENTANG	PANJANG (mm)	BEBAN DL (kN)	BEBAN LL (kN)	BEBAN ANGIN KIRI (kN)	BEBAN ANGIN KANAN (kN)	1,4DL	1,2DL + 1,6LL	1,2DL + 1,3WKg + 0,5LL	1,2DL + 1,3WKa + 0,5LL	GAYA RENCANA
21	1376	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	2752	7,505	0,5	0,3781	0	10,507	9,806	9,74753	9,256	10,507
23	4128	15,01	1	0,7562	0	21,014	19,612	19,49506	18,512	21,014
24	5504	22,515	1,5	1,1342	0	31,521	29,418	29,24246	27,768	31,521
25	6880	60,04	4	1,5122	3,0231	84,056	78,448	76,01386	77,97803	84,056
26	5504	22,515	1,5	0	2,2673	31,521	29,418	27,768	30,71549	31,521
27	4128	15,01	1	0	1,5115	21,014	19,612	18,512	20,47695	21,014
28	2752	7,505	0,5	0	0,7558	10,507	9,806	9,256	10,23854	10,507
29	1376	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	2427,6	-13,2408	-0,8821	-0,667	0	-18,53712	-17,30032	-17,19711	-16,33001	-16,33001
31	3402	-18,5552	-1,2362	-0,9347	0	-25,97728	-24,24416	-24,09945	-22,88434	-22,88434
32	4587	-25,0184	-1,6668	-1,2603	0	-35,02576	-32,68896	-32,49387	-30,85548	-30,85548
33	5856,1	-31,9405	-2,2179	-1,609	0	-44,7167	-41,87724	-41,52925	-39,43755	-39,43755
34	5856,1	-31,9405	-2,2179	0	-3,2165	-44,7167	-41,87724	-39,43755	-43,619	-39,43755
35	4587	-25,0184	-1,6668	0	-2,5192	-35,02576	-32,68896	-30,85548	-34,13044	-30,85548
36	3402	-18,5552	-1,2362	0	-1,8685	-25,97728	-24,24416	-22,88434	-25,31339	-22,88434
37	2427,6	-13,2408	-0,8821	0	-1,3334	-18,53712	-17,30032	-16,33001	-18,06343	-16,33001

Berdasarkan pemodelan dengan ETABS, diperoleh data pada tabel 2. 19 di atas,
Berdasarkan tabel tersebut dicari gaya tekan dan tarik yang tersebar, yaitu:

Gaya Tekan Maksimal: -62,09452 kN & Gaya Tarik Maksimal: 61,58945 kN

Berikut adalah data untuk menentukan elemen kuda-kuda:

Profil L90 x 90 x 10 – 10 (Eksterior)

$$A_g = 1700 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = 1250000 \text{ mm}^4$$

$$i_x = i_y = 27,1 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 25,7 \text{ mm}$$

$$T_p = 10 \text{ mm}$$

$$d' = 90 - 10/2 = 85 \text{ mm}$$

$$b' = 90 - 10/2 = 85 \text{ mm}$$

$$\text{Konstanta torsi (J)} = \frac{((d' + b') \times t^3)}{3} = \frac{((85 + 85) \times 10^3)}{3} = 56666,667 \text{ mm}^4$$

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

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

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

$$K = 1$$

$$K_i = 0,5$$

Profil Gabungan 2L 90x90x10 (Eksterior)

$$\text{Tebal Pelat buhul} = 10 \text{ mm}$$

$$A_g = 2 \times 1700 = 3400 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 1250000 = 2500000 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = \sqrt{\frac{I_{xg}}{A_{profil}}} = \sqrt{\frac{2500000}{3400}} = 27,116 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} = \sqrt{\frac{4454466}{3400}} = 36,196 \text{ mm}$$

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

$$Y_0 = C_y - \frac{t}{2} = 25,7 - \frac{10}{2} = 20,7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 = \frac{2500000 + 4454466}{3400} + 0^2 + 20,7^2 \\ &= 2473,921 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{\bar{r}_0} = 1 - \frac{0^2 + 20,7^2}{2473,921} = 0,83$$

Jika sebuah komponen struktur tekan mengalami beban aksial yang menyebabkan tekuk pada seluruh elemen (bukan tekuk lokal), terdapat tiga jenis tekuk yang mungkin terjadi:

1. Tekuk lentur. Bisa terjadi pada semua jenis penampang
2. Tekuk torsi. Terjadi pada elemen yang ramping dan memiliki sumbu simetris ganda, seperti penampang berbentuk cruciform.
3. Tekuk lentur-torsi. Terjadi pada penampang dengan satu sumbu simetris, seperti profil kanal, T, siku ganda, dan siku tunggal simetris. Selain itu juga bisa terjadi pada penampang tanpa sumbu simetris, seperti profil siku tunggal simetris dan profil Z.

Berdasarkan SNI 1729:2015, tekuk lentur dapat mempengaruhi kekuatan tekan nominal (P_n) dari suatu komponen struktur tekan. P_n ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur. Rumus perhitungan P_n dapat dicermati sebagai berikut.

Pemeriksaan Batang Tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{90}{10} = 9 \text{ mm}$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,990 \text{ mm}$$

$\lambda = 9$ lebih kecil daripada $\lambda_r = 12,990$ maka penampang merupakan penampang non langsing.

Gaya Dalam Batang Eksterior

Batang Tekan = -62,09452 kN ; L = 2427,6 mm

Batang Tarik = 61,58945 kN ; L = 2000 mm

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\frac{KL}{r_{xg}} = \frac{1 \times 2427,6}{27,116} = 89,53 \text{ mm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200.000}{(89,53)^2} = 246,259 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200.000}{240}} = 135,966 \text{ mm}$$

Karena $\frac{KL}{r_{xg}} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cr} (tegangan kritis) menggunakan persamaan:

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

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0,658^{\frac{240}{246,259}} \right] \times 240 = 159,609 \text{ MPa}$$

b. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

$$a = 2427,6 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r_{xg}} = \frac{2427,6}{27,116} = 89,53 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_{ia}}{r_i}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{1 \times 2427,6}{27,116}\right)^2 + \left(\frac{0,5 \times 2427,6}{27,116}\right)^2}$$

$$= 100,094 \text{ mm}$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 100,094 \text{ mm} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,966 \text{ mm}$ maka menggunakan

persamaan $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y$, di mana F_e adalah:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(89,53)^2} = 246,259 \text{ MPa}$$

F_{cry} (tekuk lentur dalam arah sumbu y):

$$F_{cry} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e}\right] F_y = \left[0,658 \frac{240}{246,259}\right] 240 = 159,609 \text{ MPa}$$

F_{crz} (tekuk lentur dalam arah sumbu z):

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0} = \frac{77200 \times 56666,667}{3400 \times 2473,921} = 520,092 \text{ MPa}$$

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

$$= \left(\frac{159,609 + 520,092}{2 \times 0,83} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 159,609 \times 520,092 \times 0,83}{(159,609 + 520,092)^2}} \right] = 149,389 \text{ MPa}$$

Digunakan nilai F_{cr} yang terkecil, yaitu $F_{cr} = 149,389 \text{ MPa}$

c. Kekuatan Desain Batang Tekan

$F_{cr} = 159,609 \text{ Mpa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur)

$F_{cr} = 149,389 \text{ Mpa}$ (Pemeriksaan tekuk lentur torsi)

Diambil F_{cr} yang terkecil, sehingga $F_{cr} = 149,389 \text{ Mpa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 149,389 \times 3400 = 457130,34 = 457,130 \text{ kN}$$

Nilai $\phi_c P_n = 457,130 \text{ kN}$ lebih besar daripada gaya tekan maksimum = 62,09452 kN, sehingga kekuatan batang tekan aman.

d. Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

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

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{2000}{27,116} = 73,757 \text{ mm} < 300 \text{ mm (OK)}$$

Nilai kelangsingan batang tersebut lebih kecil daripada kelangsingan yang diisyaratkan untuk batang tarik, yaitu sebesar 300 mm. Sehingga kekakuan batang tersebut memenuhi persyaratan.

e. Pemeriksaan Kegagalan Akibat Deformasi Berlebih (*Yielding*)

P_n (kekuatan tekan nominal)

$$\phi P_n = F_y A_g = 240 \times 3400 = 816000 = 816 \text{ kN}$$

Nilai $\phi P_n = 816 \text{ kN}$ lebih besar daripada gaya tarik maksimum atau $P_u = 61,58945 \text{ kN}$, sehingga kekuatan batang tarik aman.

Profil L90 x 90 x 7 – 10 (Interior)

$$A_g = 1222 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = 930000 \text{ mm}^4$$

$$i_x = i_y = 27,6 \text{ mm}$$

$$C_x = C_y = 24,6 \text{ mm}$$

$$T_p = 10 \text{ mm}$$

$$d' = 90 - 7/2 = 86,5 \text{ mm}$$

$$b' = 90 - 7/2 = 86,5 \text{ mm}$$

$$\text{Konstanta torsi (J)} = \frac{(d' + tb') \times t^3}{3} = \frac{(86,5 + 86,5) \times 7^3}{3} = 19779,667 \text{ mm}^4$$

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

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

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

$$K = 1$$

$$K_i = 0,5$$

Profil Gabungan 2L 90x90x10 (Interior)

$$\text{Tebal Pelat buhul} = 10 \text{ mm}$$

$$A_g = 2 \times 1222 = 2444 \text{ mm}^2$$

$$I_{xg} = 2 \times 930000 = 1860000 \text{ mm}^4$$

$$I_{yg} = (I_y + A_g(c_y + \frac{t_p}{2})^2) = (930000 + 2444(24,6 + \frac{10}{2})^2) = 3071335,04 \text{ mm}^4$$

$$r_{xg} = \sqrt{\frac{I_{xg}}{A_{profil}}} = \sqrt{\frac{1860000}{2444}} = 27,587 \text{ mm}$$

$$r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} = \sqrt{\frac{3071335,04}{2444}} = 35,450 \text{ mm}$$

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

$$Y_0 = C_y - \frac{t}{2} = 24,6 - \frac{7}{2} = 21,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bar{r}_0 &= \frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2 = \frac{1860000 + 3071335,04}{2444} + 0^2 + 21,1^2 \\ &= 2462,941 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{\bar{r}_0} = 1 - \frac{0^2 + 21,1^2}{2462,941} = 0,82$$

Jika sebuah komponen struktur tekan mengalami beban aksial yang menyebabkan tekuk pada seluruh elemen (bukan tekuk lokal), terdapat tiga jenis tekuk yang mungkin terjadi:

4. Tekuk lentur. Bisa terjadi pada semua jenis penampang
5. Tekuk torsi. Terjadi pada elemen yang ramping dan memiliki sumbu simetris ganda, seperti penampang berbentuk cruciform.
6. Tekuk lentur-torsi. Terjadi pada penampang dengan satu sumbu simetris, seperti profil kanal, T, siku ganda, dan siku tunggal simetris. Selain itu juga bisa terjadi pada penampang tanpa sumbu simetris, seperti profil siku tunggal simetris dan profil Z.

Berdasarkan SNI 1729:2015, tekuk lentur dapat mempengaruhi kekuatan tekan nominal (P_n) dari suatu komponen struktur tekan. P_n ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur. Rumus perhitungan P_n dapat dicermati sebagai berikut.

Pemeriksaan Batang Tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{90}{7} = 12,86$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 12,990 \text{ mm}$$

$\lambda = 12,86$ lebih kecil daripada $\lambda_r = 12,990$ maka penampang merupakan penampang non langsing.

Gaya Dalam Batang Eksterior

Batang Tekan = -20,773 kN ; L = 5856,1 mm

Batang Tarik = 30,772 kN ; L = 6880 mm

a. Pemeriksaan Tekuk Lentur

$$\frac{KL}{r_{xg}} = \frac{1 \times 5856,1}{27,587} = 212,278 \text{ mm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200.000}{(212,278)^2} = 43,805 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200.000}{240}} = 135,966 \text{ mm}$$

Karena $\frac{KL}{r_{xg}} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ maka F_{cr} (tegangan kritis) menggunakan persamaan:

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 0,877 \times 43,805 = 38,417 \text{ MPa}$$

b. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

a = 5856,1 mm

$$\frac{a}{r_{xg}} = \frac{5856,1}{27,587} = 212,278 > 40 \text{ maka gunakan } \left(\frac{KL}{r}\right)_m$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1 \times 5856,1}{27,587}\right)^2 + \left(\frac{0,5 \times 5856,1}{27,587}\right)^2} = 237,333 \text{ mm}$$

Karena $\left(\frac{KL}{r}\right)_m = 237,333 \text{ mm} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,966 \text{ mm}$ maka menggunakan persamaan $F_{cr} = 0,877 F_e$ di mana F_e adalah:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(212,278)^2} = 43,805 \text{ MPa}$$

F_{cry} (tekuk lentur dalam arah sumbu y):

$$F_{cry} = 0,877F_e = 0,877 \times F_e = 0,877 \times 43,805 = 38,417 \text{ MPa}$$

F_{crz} (tekuk lentur dalam arah sumbu z):

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0^2} = \frac{77200 \times 19779,667}{2444 \times 2462,941} = 253,677 \text{ MPa}$$

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

$$= \left(\frac{38,417 + 253,677}{2 \times 0,82} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 38,417 \times 253,677 \times 0,83}{(38,417 + 253,677)^2}} \right] = 37,262 \text{ MPa}$$

Digunakan nilai F_{cr} yang terkecil, yaitu $F_{cr} = 37,262 \text{ MPa}$

c. Kekuatan Desain Batang Tekan

$$F_{cr} = 38,417 \text{ MPa (tekuk lentur)}$$

$$F_{cr} = 37,262 \text{ MPa (tekuk lentur torsi)}$$

Diambil F_{cr} yang terkecil, sehingga $F_{cr} = 37,262 \text{ MPa}$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g = 0,9 \times 37,262 \times 2444 = 81961,495 = 81,962 \text{ kN}$$

Nilai $\phi_c P_n = 81,962 \text{ kN}$ lebih besar daripada gaya tekan maksimum = 20,773 kN, sehingga kekuatan batang tekan aman.

d. Perhitungan Kelangsingan Batang Tarik

$$L = 6880 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{6880}{27,587} = 249,393 \text{ mm} < 300 \text{ mm (OK)}$$

Nilai kelangsingan batang tersebut lebih kecil daripada kelangsingan yang diisyaratkan untuk batang tarik, yaitu sebesar 300 mm. Sehingga kekakuan batang tersebut memenuhi persyaratan.

e. Pemeriksaan Kegagalan Akibat Deformasi Berlebih (*Yielding*)

P_n (kekuatan tekan nominal)

$$\phi P_n = F_y A_g = 240 \times 24444 = 586560 = 586,560 \text{ kN}$$

Nilai $\phi P_n = 586,560 \text{ kN}$ lebih besar daripada gaya tarik maksimum atau $P_u = 30,772 \text{ kN}$, sehingga kekuatan batang tarik aman.

2.14.6 Sambungan Baut

a. Data Material Profil

Mutu Baja = BJ-37
 $F_y = 240 \text{ MPa}$
 $F_u = 370 \text{ MPa}$

b. Data Material Baut

Jenis Baut = A325
 $F_{nv} = 457 \text{ MPa}$ (ulir diluar bidang geser)
 $F_{nt} = 620 \text{ MPa}$

c. Data Profil

Profil = 2L 90 x 90 x 10
 $A_g = 1700 \text{ mm}^2$

d. Data Desain

Diameter Baut = M20

$$T_p = 10 \text{ mm}$$

$$S_{\text{design}} = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$L_{cx \text{ design}} = \frac{S}{2} = \frac{6}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$L_{cy \text{ design}} = \frac{S}{2} = \frac{6}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$P_u = 61,589 \text{ kN (diambil dari gaya terbesar batang tarik eksterior)}$$

e. Perhitungan Kondisi Leleh

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 F_y A_g \\ &= 0,9 \times 240 \times 1700 \\ &= 367200 \text{ N} \\ &= 367,2 \text{ kN} > 137,874 \text{ kN (Aman)} \end{aligned}$$

f. Perhitungan Kondisi Fraktur

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{80} = 1 - \frac{25,7}{80} = 0,7$$

$$A_{n1} = 2A_g - d \cdot t = (2 \times 1700) - (20 + 2) \times 10 = 3180 \text{ mm}^2$$

$$A_{n2} = 0,85 \times 2A_g = 0,85 \times (2 \times 1700) = 2890 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nilai yang digunakan adalah } A_n = 3180 \text{ mm}^2$$

$$A_e = A_n \cdot U = 3180 \times 0,7 = 2226 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,75 F_u A_e$$

$$= 0,75 \times 370 \times 2226$$

$$= 617715 \text{ N}$$

$$= 617,715 \text{ kN} > 61,589 \text{ kN (Aman)}$$

g. Perhitungan Blok Geser pada Profil

L = jarak sisi terluar ke as baut terakhir = 120 mm

H = jarak sisi terluar ke as pertama = 40 mm

$$A_{gv} = (L \times t_p) \times 2 = (120 \times 10) \times 2 = 2400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= \{L - [1,5 \times (d_h + 2)]\} \times t_p \times 2 \\ &= \{120 - [1,5 \times (20 + 2)]\} \times 10 \times 2 \\ &= 1740 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= \{H - [0,5 \times (d_h + 2)]\} \times t_p \times 2 \\ &= \{40 - [0,5 \times (20 + 2)]\} \times 10 \times 2 \\ &= 580 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{n1} &= (0,6 \times F_u \times A_{nv}) + (U_{bs} \times F_u \times A_{nt}) \\ &= (0,6 \times 370 \times 1740) + (1 \times 370 \times 580) \\ &= 600880 \text{ N} = 600,880 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{n2} &= (0,6 \times F_u \times A_{gv}) + (U_{bs} \times F_u \times A_{nt}) \\ &= (0,6 \times 370 \times 2400) + (1 \times 370 \times 580) \\ &= 560200 \text{ N} = 560,200 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih nilai yang terkecil, sehingga $R_n = 560,200 \text{ kN}$

$$\phi R_n = 0,75 \times R_n = 0,75 \times 560,200 = 420,15 \text{ kN} > P_u = 137,874 \text{ kN} \text{ (Aman)}$$

h. Kuat Geser Baut

$$R_n = F_{nv} A_b (\text{jumlah bidang geser}) = 457 \times (1/4 \times \pi \times 20^2) \times 2 = 287141,569 \text{ N}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 287141,569 = 215356,176 \text{ N} = 215,356 \text{ kN}$$

i. Kuat Tumpu Baut

$$R_n = 2,4 d t F_u = 2,4 \times 20 \times 10 \times 370 = 177600 \text{ N} = 177,600 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 177,600 = 133,200 \text{ kN}$$

j. Kapasitas Bearing Baut

Kapasitas baut terluar:

$$L_c = L_{cy} - \frac{1}{2}(D + 2) = 30 - \frac{1}{2}(20 + 2) = 19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 1,2 \times L_c \times t \times F_u = 0,75 \times 1,2 \times 19 \times 10 \times 370 = 63270 \text{ N} \\ &= 63,270 \text{ kN} < 133,200 \text{ kN (Aman)} \end{aligned}$$

Kapasitas di antara baut:

$$L_c = S - (D + 2) = 60 - (20 + 2) = 38 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 1,2 \times L_c \times t \times F_u = 0,75 \times 1,2 \times 38 \times 10 \times 370 = 126540 \text{ N} \\ &= 126,540 \text{ kN} < 133,200 \text{ kN (Aman)} \end{aligned}$$

$$R_n \text{ Total} = (2 \times 63,270 + 2 \times 126,540) = 379,620 \text{ kN} > 137,874 \text{ kN (Aman)}$$

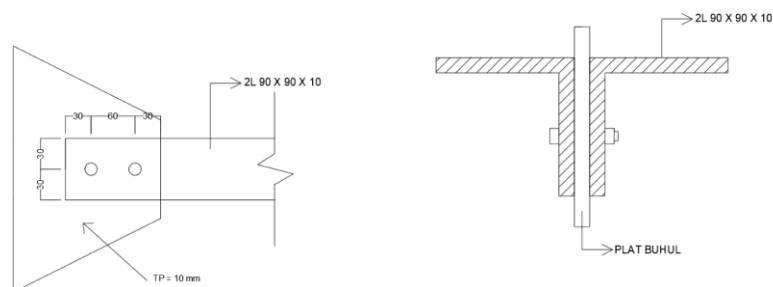
k. Jumlah Baut yang Dibutuhkan

$$\text{Kontrol} = 133,200 \text{ kN}$$

$$P_u = 137,874$$

$$\text{Jumlah baut} = \frac{137,874}{133,200} = 1,035 \text{ baut dibulatkan menjadi 2 baut.}$$

Ilustrasi sambungan profil dapat dilihat pada Gambar 2. 6 berikut.



Gambar 2. 6 Sambungan Profil

2.15 Perencanaan Tulangan Balok

Desain balok dilakukan berdasarkan SNI 2847:2019 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. Pada bab ini disajikan prosedur perhitungan/desain balok tipe B1 250x500 hingga B3 200x400, BA1 200x400, dan BB 250x400. Berikut adalah data properti material dan penampang untuk perhitungan perencanaan tulangan B1.

2.15.1 Properti Material dan Penampang Balok 1

Panjang Balok (L) = 6000 mm

Lebar Balok (b) = 350 mm

Tinggi Balok (h) = 600 mm

Panjang Tumpuan = $2h = 2 \times 600 = 1200$ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)

Diameter Tulangan Longitudinal (d_b) = 19 mm

Diameter Tulangan Pinggang (d_{bt}) = 10 mm

Diameter Tulangan Sengkang (d_s) = 10 mm

Selimut Bersih (c_c) = 40 mm

Tinggi Efektif Balok (d) = $h - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 540,5$ mm

Kuat Tekan Beton (f'_c) = 25 MPa

Kuat Leleh Tul. Longitudinal (f_y) = 420 MPa

Kuat Leleh Tul. Transversal (f_{yv}) = 280 MPa

$\beta_1 = 0,65 \leq 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} \leq 0,85 = 0,85$ (SNI 2847:2019, Tabel 22.2.2.4.3)

Panjang Kolom (c_1) = 700 mm (Sisi tegak lurus lebar balok)

Lebar Kolom (c_2) = 700 mm (Sisi yang ditempel balok sejajar lebar balok)

$$L_n = L - c_1 = 5300 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (Asumsi tidak menggunakan beton ringan)}$$

Dengan panjang efektif $L_n = 5300 \text{ mm}$, balok ini memenuhi persyaratan stabilitas dan keamanan terhadap lentur. Desain ini telah mempertimbangkan aspek dimensi, material dan selimut beton untuk memastikan performa optimal selama masa layanannya.

2.15.2 Desain Penulangan Lentur Balok 1

Desain lentur adalah salah satu aspek penting dalam analisis struktur teknik sipil yang bertujuan untuk memastikan elemen struktur, seperti balok dan pelat, mampu menahan momen lentur yang bekerja tanpa mengalami kegagalan. Proses desain ini melibatkan perhitungan gaya internal, pemilihan material, dan dimensi elemen struktur agar memenuhi standar keamanan dan efisiensi. Berikut adalah perhitungan desain penulangan lentur pada balok 1.

a. Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam momen ultimit (M_u) tumpuan dan lapangan yang diperoleh dari aplikasi ETABS untuk desain balok 1.

$$M_{u,\text{tumpuan}} (-) = -368,407 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,\text{tumpuan}} (+) = 268,279 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,\text{lapangan}} (-) = -179,593 \text{ kN-m}$$

$$M_{u,\text{lapangan}} (+) = 293,600 \text{ kN-m}$$

b. Penulangan Lentur

Tumpuan Negatif

$$n = 8$$

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = \frac{(b-2Cc-2ds-n.db)}{(n-1)} = 14 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = Tidak (SNI 2847:2019 25.2.1)

$$\text{Jumlah lapis} = 2$$

$$\text{As pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 2268,230 \text{ mm}^2$$

$$\text{As}_{\min 1} = \frac{(fc')^{0.5}}{(4.fy).b.d} = 563,021 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$\text{As}_{\min 2} = \frac{1.4}{(4.fy).b.d} = 630,583 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek As min: As Pasang $\geq$ As min = OK

$$a = \frac{As.fy}{(0.85.fc'.b)} = 128,088 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = As.fy.\left(d - \frac{a}{2}\right) = 453,899 \text{ kN-m (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 150,692 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c \times 0.003} = 0,008$$

$$\phi = 0,9 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

$$\phi M_n = 408,509 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 368,407 \text{ kN-m}$$

Cek apakah $\phi M_n > M_u$ = OK

$$\text{As perlu} = \frac{M_u}{[fy \times (d - \frac{a}{2})]} = 1841,010 \text{ mm}^2$$

Tumpuan Positif

$$n = 6$$

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = \frac{(b-2Cc-2ds-n.db)}{(n-1)} = 27,2 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = Iya (SNI 2847:2019 25.2.1)

Jumlah lapis = 1

$$A_s \text{ pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 1701,172 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min 1} = \frac{(f_c')^{0,5}}{(4.f_y).b.d} = 563,021 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s \min 2} = \frac{1,4}{(4.f_y).b.d} = 630,583 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s \min 3} = \frac{1}{3} \times A_s \text{ tumpuan negatif} = 756,077 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek $A_s \min$: $A_s \text{ Pasang} \geq A_s \min = \text{OK}$

$$a = \frac{A_s.f_y}{(0,85.f_c'.b)} = 96,066 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right) = 351,864 \text{ kN-m (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 113,019 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c \times 0,003} = 0,011$$

$$\phi = 0,9 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

$$\phi M_n = 316,677 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 268,279 \text{ kN-m}$$

Cek apakah $\phi M_n > M_u = \text{OK}$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{\left[f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)\right]} = 1297,059 \text{ mm}^2$$

Lapangan Negatif

$$n = 6$$

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = \frac{(b-2Cc-2ds-n.db)}{(n-1)} = 27,2 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = Iya (SNI 2847:2019 25.2.1)

Jumlah lapis = 1

$$A_s \text{ pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 1701,172 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}1} = \frac{\sqrt{f'c'}}{(4.f_y).b.d} = 563,021 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s \text{ min}2} = \frac{1,4}{(4.f_y).b.d} = 630,583 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$A_{s \text{ min}3} = \frac{1}{3} \times A_s \text{ tumpuan negatif} = 756,077 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek $A_s \text{ min}$: $A_s \text{ Pasang} \geq A_s \text{ min} = \text{OK}$

$$a = \frac{A_s.f_y}{(0,85.f'c'.b)} = 96,066 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right) = 351,864 \text{ kN-m (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 113,019 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c \times 0,003} = 0,011$$

$$\phi = 0,9 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

$$\phi M_n = 316,677 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 179,593 \text{ kN-m}$$

Cek apakah $\phi M_n > M_u = \text{OK}$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M_u}{[f_y \times (d - \frac{a}{2})]} = 868,286 \text{ mm}^2$$

Lapangan Positif

$$n = 8$$

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak bersih antar tulangan} = \frac{(b-2Cc-2ds-n.db)}{(n-1)} = 14 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih: Jarak bersih $\geq d_b$ dan 25 mm = Tidak (SNI 2847:2019 25.2.1)

Jumlah lapis = 2

$$As_{\text{pasang}} = n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 2268,230 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{min1}} = \frac{(f_c')^{0.5}}{(4.f_y).b.d} = 563,021 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

$$As_{\text{min2}} = \frac{1,4}{(4.f_y).b.d} = 630,583 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.1.2)}$$

Cek As_{min} : $As_{\text{Pasang}} \geq As_{\text{min}} = \text{OK}$

$$a = \frac{As.f_y}{(0,85.f_c'.b)} = 128,088 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = As.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right) = 453,899 \text{ kN-m (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 150,692 \text{ mm (SNI 2847:2019 22.2.2.4.1)}$$

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c \times 0,003} = 0,008$$

$$\phi = 0,9 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)}$$

$$\phi M_n = 408,509 \text{ kN-m}$$

$$M_u = 293,600 \text{ kN-m}$$

Cek apakah $\phi M_n > M_u = \text{OK}$

$$As_{\text{perlu}} = \frac{M_u}{[f_y \times (d - \frac{a}{2})]} = 1467,181 \text{ mm}^2$$

2.15.3 Desain Penulangan Geser Balok 1

Desain penulangan lentur balok adalah proses menentukan kebutuhan tulangan baja (rebar) dalam balok beton bertulang untuk mengatasi gaya lentur (momen) yang bekerja. Berikut adalah perhitungan desain tulangan geser pada balok 1.

a. Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam geser ultimit (V_u) tumpuan dan lapangan yang diperoleh dari aplikasi ETABS untuk desain balok 1.

$$V_{u,\text{tumpuan}} = 223,098 \text{ kN (SNI 2847:2019 18.4.2.3 (b))}$$

$$V_{u, \text{lapangan}} = 203,468 \text{ kN}$$

b. Tumpuan

Gaya Desain

$$V_{g, \text{tumpuan}} = 295,315 \text{ kN (SNI 2847:2019 R18.4.2)}$$

$$Mn^+ \text{ tumpuan} = 351,864 \text{ kN-m} = 351863863 \text{ N-mm (SNI 2847:2019 18.4.2.3 (a))}$$

$$Mn^- \text{ tumpuan} = 453,899 \text{ kN-m} = 453898800 \text{ N-mm (SNI 2847:2019 18.4.2.3 (a))}$$

$$V_{\text{sway}} = \frac{(Mn^+ + Mn^-)}{Ln} = 152031 \text{ N (SNI 2847:2019 18.4.2.3 (a))}$$

$$V_e = V_{g, \text{tumpuan}} + V_{\text{sway}} = 447346 \text{ N (SNI 2847:2019 R18.4.2)}$$

Penulangan Geser

$$n = 4$$

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 = 314,159 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{spasi}} = 100 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max } 1} = d/4 = 135,13 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

$$S_{\text{max } 2} = 8d_b = 152 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

$$S_{\text{max } 3} = 300 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

$$\text{Cek spasi: } 100 \text{ mm} < S_{\text{max}} \text{ (OK)}$$

$$V_s = A_v \times f_{yv} \times \frac{d}{s} = 475449 \text{ N (SNI 2847:2019 22.5.10.5.3)}$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 624278 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 160799 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 12.5.3, 21.2.4)}$$

$$V_n = V_c + V_s = 636247 \text{ N}$$

$$V_u = 447346 \text{ N}$$

$$\phi V_n/V_u = 1,067$$

Cek kapasitas: $\phi V_n/V_u \geq 1 = (\text{OK})$

c. Lapangan

$$n = 2$$

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 314,159 \text{ mm}^2$$

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

$$S_{\max} = d/2 = 270,25 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.4.2.4)}$$

Cek spasi: $150 \text{ mm} < S_{\max} (\text{OK})$

$$V_s = A_v \times f_{yv} \times \frac{d}{s} = 158483 \text{ N (SNI 2847:2019 22.5.10.5.3)}$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 624278 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 160799 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 12.5.3, 21.2.4)}$$

$$V_n = V_c + V_s = 319282 \text{ N}$$

$$V_u = 203468,1 \text{ N}$$

$$\phi V_n/V_u = 1,177$$

Cek kapasitas: $\phi V_n/V_u \geq 1 = (\text{OK})$

2.15.4 Desain Penulangan Torsi

Desain penulangan torsi pada balok bertujuan untuk menangani gaya torsi yang bekerja pada balok, baik karena beban eksentris maupun efek struktural lainnya. Torsi menyebabkan gaya geser memutar pada balok, sehingga membutuhkan tulangan khusus selain tulangan lentur. Berikut perhitungan desain penulangan torsi pada balok 1.

a. Parameter Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi

$$A_{cp} = b \times h = 210000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h) = 1900 \text{ mm}$$

$$x_0 = b - 2c_c - d_s = 260 \text{ mm}$$

$$y_0 = h - 2c_c - d_s = 510 \text{ mm}$$

$$A_{bh} = x_0 \times y_0 = 260 \text{ mm} \times 510 \text{ mm} = 132600 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019, R22.7.6.1.1)}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{bh} = 112710 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2019, 22.7.6.1.1)}$$

$$P_h = 2 \times (x_0 + y_0) = 1540 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan, parameter geometri penampang untuk torsi meliputi luas penampang beton ($A_{cp} = 210.000 \text{ mm}^2$), keliling penampang ($P_{cp} = 1900 \text{ mm}$), dan luas efektif inti torsi ($A_o = 112.710 \text{ mm}^2$). Dime2.15.nsi efektif inti ($x_o = 260 \text{ mm}$ dan $y_o = 510 \text{ mm}$) menghasilkan luas inti berbentuk hollow ($A_{bh} = 132.600 \text{ mm}^2$) dengan keliling inti $P_h = 1540 \text{ mm}$. Semua parameter ini memenuhi ketentuan SNI 2847:2019 untuk mendukung analisis dan desain torsi.

b. Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam torsi yang terjadi di balok 1 yang diperoleh dari aplikasi ETABS.

$$T_u = 4,947 \text{ kN-m}$$

c. Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

$$T_{cr} = 0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 38297368 \text{ N-mm}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2019 21.2.1)}$$

$$\phi T_{cr}/4 = 7180757 \text{ N-mm}$$

d. Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang

Pengecekan kecukupan dimensi penampang dilakukan untuk memastikan elemen struktur memiliki dimensi yang mampu menahan beban sesuai dengan kapasitasnya. Proses ini melibatkan analisis terhadap dimensi lebar (b), tinggi (h), dan tinggi efektif (d) berdasarkan beban lentur, geser, dan torsi yang bekerja. Kecukupan dimensi dievaluasi dengan menghitung kapasitas nominal elemen terhadap momen, gaya geser, dan torsi, lalu dibandingkan dengan beban rencana yang diterima struktur.

Jika kapasitas elemen lebih besar dari beban yang diterima, maka dimensi penampang dinyatakan mencukupi. Proses ini juga mempertimbangkan standar desain, seperti SNI 2847:2019, untuk memastikan keamanan, efisiensi, dan kelayakan desain struktur. Berikut parameter perhitungan yang digunakan

$$Tu \text{ pakai} = 4946900 \text{ N-mm (SNI 2847:2019 22.7.3.2, 22.7.5)}$$

$$Vu = 447346 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 160799 \text{ N (SNI 2847:2019 22.5.5.1)}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan Ultimate Geser + Torsi} &= \left\{ \left[\frac{Vu}{b \times d} \right]^2 + \left[Tu \times \frac{Ph}{(1,7 \times A_{oh}^2)} \right]^2 \right\}^{0,5} \\ &= 2,378 \text{ Mpa (SNI 2847:2019, 22.7.7.1)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas Tegangan Beton} &= \phi \times \left\{ \left[\frac{V_c}{(b \times d)} \right] + 0,66 \times (f'_c)^{0,5} \right\} \\ &= 3.113 \text{ Mpa (SNI 2847:2019, 22.7.7.1)} \end{aligned}$$

$$\text{Cek Dimensi Penampang} = \text{Ruas Kiri} \leq \text{Ruas Kanan ?}$$

$$= \text{OK (SNI 2847:2019, 22.7.7.1)}$$

Hasil pengecekan menunjukkan bahwa dimensi penampang memenuhi syarat keamanan sesuai dengan SNI 2847:2019. Tegangan ultimate akibat geser dan torsi (2,378 MPa) lebih kecil dari kapasitas tegangan beton (3,113 MPa), sehingga dimensi penampang dinyatakan memadai untuk menahan beban yang bekerja.

e. Parameter Umum lainnya

$$f_y/f_{yt} = 1$$

$$\theta = 45^\circ$$

f. Penulangan Transversal Torsi

Penulangan transversal torsi berfungsi untuk menahan gaya torsi yang bekerja pada elemen struktur, seperti balok atau kolom. Tulangan ini ditempatkan secara melintang (horizontal atau diagonal) di dalam elemen beton bertulang untuk mengatasi momen puntir yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Dalam perencanaan, penulangan transversal harus cukup kuat untuk menahan gaya geser dan torsi yang terjadi tanpa mengalami kegagalan. Berikut adalah perhitungan penulangan transversal torsi.

$$n \text{ kaki Tumpuan} = 4$$

$$n \text{ kaki Lapangan} = 2$$

$$s \text{ Tumpuan} = 100 \text{ mm}$$

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

$$s \text{ max 1} = \frac{P_h}{8} = 193 \text{ mm (SNI 2847:2019 9.7.6.3.3)}$$

$$s \text{ max 2} = 300 \text{ mm (SNI 2847:2019 9.7.6.3.3)}$$

$$\text{Cek Spasi Tumpuan: } s \text{ Tumpuan} \geq s \text{ max?} = (\text{OK})$$

$$\text{Cek Spasi Lapangan: } s \text{ Lapangan} \geq s \text{ max?} = (\text{OK})$$

$$A_{v+tt} / s \text{ Tumpuan Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times \frac{d_s^2}{s} = 3,142 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{v+tt} / s \text{ Lapangan Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times \frac{d_s^2}{s} = 1,047 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_t / s = \frac{T_u}{(2 \times \emptyset \times A_0 \times f_{yv})} = 0,105 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad (\text{SNI 2847:2019}$$

22.7.6.1)

$$A_v / s \text{ Tumpuan Perlu} = \frac{\left(\frac{V_u \text{Tumpuan}}{\phi - V_c} \right)}{(f_{yv} \times d)} = 2,879 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_v / s \text{ Lapangan Perlu} = \frac{\left(\frac{V_u \text{Lapangan}}{\phi - V_c} \right)}{(f_{yv} \times d)} = 0,730 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_{v+t} / s \text{ Tumpuan Perlu} = 2 \cdot \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 3,088 \text{ (SNI 2847:2019 R9.5.4.3)}$$

$$A_{v+t} / s \text{ Lapangan Perlu} = 2 \cdot \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 0,939 \text{ (SNI 2847:2019 R9.5.4.3)}$$

$$A_{v+t} / s \text{ min 1} = 0,062 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b}{f_{yv}} = 0,388 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.4.2)}$$

$$A_{v+t} / s \text{ min 2} = 0,35 \cdot \frac{b}{f_{yv}} = 0,438 \text{ (SNI 2847:2019 9.6.4.2)}$$

$$\text{Cek Geser + Torsi Tumpuan} = \frac{A_{v+t}}{s} \text{ Pasang} \geq \frac{A_{v+t}}{s} \text{ Perlu dan min ?} = (\text{OK})$$

$$\text{Cek Geser + Torsi Lapangan} = \frac{A_{v+t}}{s} \text{ Pasang} \geq \frac{A_{v+t}}{s} \text{ Perlu dan min ?} = (\text{OK})$$

Berdasarkan perhitungan penulangan transversal torsi, spasi tulangan pada tumpuan dan lapangan telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2019. Spasi tulangan pada tumpuan dan lapangan masing-masing telah memenuhi batas maksimum, yaitu $s \text{ tumpuan} \geq s \text{ max 1}$ dan $s \text{ lapangan} \geq s \text{ max 2}$. Selain itu, kebutuhan area tulangan transversal pada tumpuan dan lapangan juga telah terpenuhi, dengan A_{v+t} / s yang terpasang lebih besar atau sama dengan kebutuhan yang dihitung, memastikan struktur mampu menahan gaya geser dan torsi tanpa mengalami kegagalan. Dengan demikian, desain penulangan transversal torsi ini dinyatakan aman.

g. Penulangan Longitudinal Torsi

Penulangan longitudinal torsi berfungsi untuk mengatasi gaya torsi yang bekerja sepanjang panjang elemen struktur, seperti balok atau kolom. Tulangan ini dipasang sejajar dengan sumbu elemen untuk menahan momen puntir yang terjadi akibat beban torsi. Dalam desain beton bertulang, penulangan longitudinal ini dihitung berdasarkan kapasitas torsi yang bekerja pada elemen dan diperkuat

dengan tulangan transversal untuk mencegah kerusakan akibat torsi. Berikut adalah perhitungan penulangan longitudinal torsi.

$$d_b \text{ atau } d_{bt} = 10 \text{ mm}$$

$$d_{b, \min} = 0,042 \times s = 6,3 \text{ mm}$$

$$\text{Cek } d_b = d_b \geq d_{b, \min} = (\text{OK})$$

$$A_s \text{ Perlu Tumpuan Atas} = 1841,010 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Tumpuan Bawah} = 1297,059 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Lapangan Atas} = 868,286 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Lapangan Bawah} = 1467,181 \text{ mm}^2$$

$$A_l = \frac{A_t}{s} \times P_h = 160,932 \text{ mm}^2$$

$$A_{l, \min} = 0,42 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \frac{A_{cp}}{f_y - \left(\frac{A_t}{s}\right)} \cdot P_h = 889,068 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Perlu Tumpuan} = 4027,138 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Perlu Lapangan} = 3224,535 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tumpuan Atas} = 8$$

$$n \text{ Tumpuan Tengah} = 2 \text{ (Disarankan Kelipatan 2)}$$

$$n \text{ Tumpuan Bawah} = 6$$

$$n \text{ Tumpuan Vertikal} = 2 + \frac{n_{\text{Tengah}}}{2} = 3$$

$$n \text{ Lapangan Atas} = 6$$

$$n \text{ Lapangan Tengah} = 2 \text{ (Disarankan Kelipatan 2)}$$

$$n \text{ Lapangan Bawah} = 8$$

$$n \text{ Lapangan Vertikal} = \frac{(b - 2c_c - 2d_s - d_b)}{[\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]} = 46 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Horizontal Tumpuan} = \frac{(h-2c_c-2d_s-d_b)}{(n \text{ Vertikal}-1)} = 241 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Vertikal Tumpuan} = \frac{(b-2c_c-2d_s-d_b)}{[\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah})-1]} = 46 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Horizontal Lapangan} = \frac{(h-2c_c-2d_s-d_b)}{(n \text{ Vertikal}-1)}$$

$$\text{Spasi Vertikal Lapangan} = 241 \text{ mm}$$

Cek Spasi Tul. Longitudinal Tumpuan: Spasi $\geq 300 \text{ mm}$? = (OK)

Cek Spasi Tul. Longitudinal Lapangan: Spasi $\geq 300 \text{ mm}$ = OK

$$A_s + A_l \text{ Pasang Tumpuan} = 4126,482 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Pasang Lapangan} = 4126,482 \text{ mm}^2$$

Cek Lentur + Torsi Tumpuan: $A_s + A_l \text{ Pasang} \geq A_s + A_l \text{ Perlu}$? = (OK)

Cek Lentur + Torsi Lapangan : $A_s + A_l \text{ Pasang} \geq A_s + A_l \text{ Perlu}$? = OK

Penulangan longitudinal torsi telah memenuhi semua persyaratan desain sesuai SNI 2847:2019. Diameter tulangan (d_b) memenuhi nilai minimum ($d_{b,min}$), dan jumlah serta spasi tulangan pada tumpuan dan lapangan telah dirancang sesuai kebutuhan lentur dan torsi. Penulangan longitudinal yang dipasang ($A_s + A_l$) lebih besar atau sama dengan yang diperlukan, baik di tumpuan maupun lapangan, memastikan elemen struktur mampu menahan beban lentur dan torsi secara aman. Dengan demikian, desain ini dinyatakan aman.

Berdasarkan perhitungan penulangan balok B1 yang meliputi perhitungan kapasitas lentur, kapasitas geser, kapasitas torsi, tulangan longitudinal, dan tulangan transversal dapat disimpulkan bahwa balok B1 dapat digunakan dan aman.

Tabel 2. 20 Rekap Penulangan B1

Kesimpulan	
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK

Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	8 D19
Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D10
Longitudinal Tumpuan Bawah	6 D19
Longitudinal Lapangan Atas	6 D19
Longitudinal Lapangan Tengah	2 D10
Longitudinal Lapangan Bawah	8 D19
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	4D10-100
Sengkang Lapangan	2D10-150

2.16 Perencanaan Tulangan Kolom

Perencanaan tulangan kolom adalah proses menentukan jumlah, ukuran, dan penempatan tulangan baja pada kolom untuk memastikan kolom mampu menahan beban aksial, momen lentur, dan geser sesuai dengan standar dan prinsip desain struktur yang aman dan ekonomis. Berikut adalah perhitungan perencanaan tulangan kolom K1.

2.16.1 Properti Material dan Penampang Kolom 1

Panjang / Tinggi Kolom, L	$= 4200 \text{ mm}$
Sisi Pendek Kolom, b	$= 700 \text{ mm}$
Sisi Panjang Kolom, h	$= 700 \text{ mm}$
Diameter Tulangan Longitudinal, d_b	$= 22 \text{ mm}$
Diameter Tulangan Sengkang, d_s	$= 13 \text{ mm}$
Selimut Bersih, c_c	$= 40 \text{ mm}$
Kuat Tekan Beton, f_c'	$= 25 \text{ MPa}$
Kuat Leleh Tul. Longitudinal, f_y	$= 420 \text{ MPa}$
Kuat Leleh Tul. Transversal, f_{yv}	$= 420 \text{ MPa}$
Tinggi Balok, h_b	$= 700 \text{ mm}$
L_n	$= L - h_b = 3500 \text{ mm}$

Berdasarkan parameter desain yang diberikan, kolom dengan panjang efektif $L_n = 3500$ mm memiliki dimensi penampang persegi $b = h = 700$ mm yang dirancang untuk memikul beban sesuai kekuatan material. Tulangan longitudinal berdiameter $d_b = 22$ mm dan tulangan sengkang $d_s = 13$ mm dipilih dengan memperhatikan kapasitas tekan dan momen lentur berdasarkan $f'_c = 25$ MPa untuk beton dan $f_y = 420$ MPa untuk baja tulangan. Selimut beton bersih $c_c = 40$ mm memastikan perlindungan tulangan terhadap korosi dan api. Dengan tinggi balok $h_b = 700$ mm, panjang efektif kolom dikurangi untuk memperhitungkan pengaruh beban lentur tambahan. Kombinasi parameter ini dirancang untuk memenuhi persyaratan kekuatan, kekakuan, dan daktilitas sesuai dengan peraturan yang berlaku.

2.16.2 Desain Longitudinal Kolom 1

Desain tulangan longitudinal kolom adalah proses menentukan jumlah, ukuran, dan distribusi tulangan baja dalam kolom beton bertulang untuk menahan gaya aksial, momen lentur, dan geser. Berikut adalah perhitungan desain penulangan longitudinal K1.

a. Gaya Dalam

Berikut adalah gaya dalam aksial–lentur, gaya dalam geser, dan gaya tekan terkecil yang diperoleh dari aplikasi ETABS dapat dilihat pada Tabel 2.21, Tabel 2. 22, dan Tabel 2. 23 berikut ini.

Tabel 2. 21 Gaya Dalam Aksial – Lentur

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P max	369,9627	9,7285	15,8636
P min	-3063,2775	-35,0516	-137,1268
M2 Max	-967,7667	247,9745	26,9264
M2 Min	-2045,4501	-321,9736	-30,0983
M3 Max	-1016,0681	21,476	230,412

Aksial - Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
M3 Min	-2329,4821	-41,355	-274,8584

Tabel 2. 22 Gaya Dalam Geser

Geser	
Tumpuan	
V2 (kN)	-114,0791
V3 (kN)	-132,4394
Lapangan	
V2 (kN)	-114,0791
V3 (kN)	-132,4394

Tabel 2. 23 Gaya Tekan Terkecil

Gaya Tekan Terkecil	
Nu (kN)	3,57

b. Syarat Gaya dan Geometri

Syarat gaya dan geometri dalam perencanaan tulangan kolom meliputi pemenuhan kapasitas gaya tekan dan tarik, kontrol lendutan akibat beban, serta pengaturan jarak antar tulangan dan penutup beton sesuai standar untuk memastikan kekuatan, stabilitas, dan durabilitas struktur.

Syarat Gaya Aksial $= P_u > 0,1 A_g f'_c ? = \text{(OK)}$ (SNI 2847:2013, 21.6.1; (SNI 2847:2019, R18.7.1(Tidak Dipersyaratkan))

Syarat Sisi Terpendek $= b \geq 300 \text{ mm} ? = \text{(OK)}$ (SNI 2847:2013, 21.6.1.1; SNI 2847:2019, R18.7.2.1)

Syarat Rasio Dimensi Penampang $= \frac{b}{h} \geq 0,4 ? = \text{(OK)}$ (SNI 2847:2013, 21.6.1.2; SNI 2847:2019, R18.7.2.1)

c. Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan SPColumn)

Pengecekan terhadap gaya dalam aksial-lentur menggunakan perangkat lunak seperti PCA Column, SP Column, atau CSI Column dilakukan untuk memastikan kolom mampu menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Perangkat lunak ini memeriksa interaksi gaya-gaya tersebut berdasarkan diagram interaksi (interaction diagram) dan memastikan perencanaan memenuhi kriteria keamanan serta efisiensi sesuai standar desain struktur.

$$\text{Jumlah Tulangan, } n = 20$$

$$\text{Luas Tul. Longitudinal, } A_s = n \times \frac{\pi}{4} \times (d_b)^2 = 7602,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Rasio Tulangan, } \rho = \frac{A_s}{b \times h} = 1,55 \%$$

$$\text{Cek } \rho_{min} \text{ dan } \rho_{max} = 1\% \leq \rho \leq 6\% = (\text{OK}) \text{ (SNI 2847:2013, 21.6.3.1; SNI 2847:2019, R18.7.4.1)}$$

Berdasarkan hasil pengecekan terhadap gaya dalam aksial-lentur, desain tulangan kolom telah memenuhi syarat rasio tulangan (ρ) sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1 dan SNI 2847:2019 Pasal R18.7.4.1, yaitu berada dalam rentang $1\% \leq \rho \leq 6\%$. Dengan luas tulangan longitudinal sebesar $7602,7 \text{ mm}^2$ dan rasio tulangan $1,55\%$, desain dinyatakan sesuai dan aman.

d. Pengecekan Strong Column – Weak Beam (SCWB)

Pengecekan *Strong Column-Weak Beam* (SCWB) bertujuan memastikan kapasitas kolom lebih besar daripada balok di zona sendi plastis, sehingga mekanisme keruntuhan terjadi pada balok, bukan kolom. Hal ini menjaga stabilitas struktur dan mencegah keruntuhan progresif saat menerima beban gempa atau beban ekstrem lainnya.

$$\text{Momen Nominal Kolom, } M_{nc} = M_n \text{ dari kondisi } p_{max} \text{ dan } p_{min} = 1370,229 \text{ kNm}$$

$$M_n^- \text{ Tumpuan Balok} = 549,164 \text{ kNm}$$

$$M_n^+ \text{ Tumpuan Balok} = 357,527 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek SCWB} = 2 \cdot M_{nc} \geq 1,2 \times (M_n^- + M_n^+) = \text{OK} \quad (\text{SNI 2847:2013, 21.6.2.2; SNI 2847:2019, R18.7.3.2})$$

Berdasarkan hasil perhitungan, pengecekan Strong Column-Weak Beam (SCWB) telah memenuhi persyaratan sesuai dengan *SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2* dan *SNI 2847:2019 Pasal R18.7.3.2*. Kapasitas momen nominal kolom ($2 \times M_{nc}$) lebih besar dari $1,2 \times (M_n^- + M_n^+)$, sehingga desain struktur dianggap aman dan memenuhi prinsip SCWB.

2.16.3 Desain Tulangan Transversal Kolom 1

Desain transversal penulangan kolom bertujuan untuk memastikan kolom mampu menahan gaya geser, mencegah terjadinya tekuk pada tulangan longitudinal, dan meningkatkan daktilitas struktur. Tulangan transversal dirancang dalam bentuk sengkang atau spiral, dengan jarak dan diameter sesuai standar yang ditentukan dalam SNI 2847. Berikut adalah perhitungan desain tulangan transversal kolom 1.

a. Panjang Zona Sendi Plastis

Panjang zona plastis adalah bagian dari elemen struktur, seperti balok atau kolom, yang mengalami deformasi plastis saat menerima beban melampaui kapasitas elastisnya. Zona ini biasanya terletak di sekitar tumpuan atau sambungan antar elemen, di mana momen lentur maksimum terjadi.

$$l_{01} = h = 700 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.1; SNI 2847:2019, 18.7.5.1})$$

$$l_{02} = \frac{L_n}{6} = 583,3 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.1; SNI 2847:2019, 18.7.5.1})$$

$$l_{03} = 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013, 21.6.4.1; SNI 2847:2019, 18.7.5.1})$$

$$l_0 = \text{Max} (l_{01}; l_{02}; l_{03}) = 700 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan panjang zona plastis, nilai l_0 ditentukan sebagai nilai maksimum dari l_{01} , l_{02} , dan l_{03} . Dengan hasil $l_{01} = 700$ mm, $l_{02} = 583,3$ mm, dan $l_{03} = 450$ mm, panjang zona plastis adalah $l_0 = 700$ mm. Hal ini telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1 dan SNI Pasal 2847:2019 R18.7.5.1, sehingga desain dianggap sesuai dan aman.

b. Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

Tulangan transversal pada zona sendi plastis atau tumpuan berfungsi untuk memberikan pengekanan pada tulangan longitudinal dan mencegah terjadinya keruntuhan atau tekuk di daerah yang mengalami deformasi plastis. Zona ini biasanya terjadi di sekitar tumpuan atau sambungan elemen struktur, di mana momen lentur dan gaya geser maksimum terjadi.

Jumlah Kaki Sisi Pendek, n_1 = 3

Jumlah Kaki Sisi Panjang, n_2 = 3

Spasi, s = 100 mm

Spasi Kaki Terbesar, $x_{1 \max}$ = 300 mm (SNI 2847:2013 S21.6.4.2, SNI 2847:2019 R18.7.5.2)

$A_{sh \ 1}$ = $n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 398,197 \text{ mm}^2$

$A_{sh \ 2}$ = $n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 398,197 \text{ mm}^2$

Berdasarkan data yang diberikan, tulangan transversal pada zona sendi plastis/tumpuan telah memenuhi persyaratan desain sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.2 dan SNI 2847:2019 Pasal R18.7.5.2. Jumlah kaki pada sisi pendek dan panjang kolom masing-masing 3, dengan spasi antar kaki sengkang 100 mm dan spasi kaki terbesar 300 mm. Luas area penulangan transversal pada kedua sisi, yaitu $A_{sh \ 1}$ dan $A_{sh \ 2}$, masing-masing sebesar 398,197 mm². Desain ini memastikan pengekanan yang cukup pada zona

sendi plastis/tumpuan untuk meningkatkan kapasitas geser dan daktilitas struktur, sehingga memenuhi kriteria keamanan dan efisiensi.

c. Kekangan Zona Sendi Plastis

Confinement atau kekangan pada zona sendi plastis adalah penempatan tulangan transversal (seperti sengkang atau spiral) di daerah yang mengalami deformasi plastis, seperti pada tumpuan atau sambungan elemen struktur. Tujuan utama kekangan ini adalah untuk menahan ekspansi beton yang terjadi akibat beban ekstrem, meningkatkan kekuatan geser, dan memperbaiki daktilitas struktur. Dengan adanya kekangan, beton di zona plastis tetap berada dalam kondisi terkompresi dan lebih tahan terhadap keruntuhan, memungkinkan struktur untuk menyerap energi lebih besar dan mencegah kerusakan progresif, terutama pada beban dinamis seperti gempa.

Lebar Penampang Inti Beton, $b_c = b - 2c_c = 620 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 S21.6.4.2, SNI 2847:2019 R18.7.5.2)

Panjang Penampang, Inti Beton, $h_c = h - 2c_c = 620 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 S21.6.4.2, SNI 2847:2019 R18.7.5.2)

Luas Penampang Kolom, $A_g = b \cdot h = 490000 \text{ mm}^2$

Luas Penampang Inti Beton, $A_{ch} = b_c \cdot h_c = 384400 \text{ mm}^2$

Berdasarkan data yang diberikan, desain confinement atau kekangan pada zona sendi plastis telah memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.2 dan SNI 2847:2019 Pasal R18.7.5.2. Dengan lebar dan panjang penampang inti beton masing-masing sebesar 620 mm, serta luas penampang kolom total $A_g = 490000 \text{ mm}^2$ dan luas penampang inti beton $A_{ch} = 384,400 \text{ mm}^2$, desain ini memastikan bahwa zona sendi plastis memperoleh pengekangan yang cukup.

Sisi Pendek/Sumbu Lemah

$$A_{sh}/s \text{ min},1 = 0,3 \left(b_c \times \frac{f'_c}{f_{yv}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 3,041 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2013, 21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4)}$$

$$A_{sh}/s \text{ min},2 = 0,09 \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yv}} = 3,321 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2013, 21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4)}$$

$$\text{Cek } A_{sh}/s \text{ 1} = \frac{A_{sh}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min?} = \text{(OK)}$$

Sisi Panjang/Sumbu Kuat

$$A_{sh}/s \text{ min},1 = 0,3 \left(b_c \times \frac{f'_c}{f_{yv}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 3,041 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2013, 21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4)}$$

$$A_{sh}/s \text{ min},2 = 0,09 \times h_c \times \frac{f'_c}{f_{yv}} = 3,321 \text{ mm}^2 \text{ (SNI 2847:2013, 21.6.4.4; SNI 2847:2019, 18.7.5.4)}$$

$$\text{Cek } A_{sh}/s \text{ 1} = \frac{A_{sh}}{s} \geq \frac{A_{sh}}{s} \text{ min?} = \text{(OK)}$$

Cek Spasi

$$s_{\max, 1} = \frac{b}{2} = 350 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3)}$$

$$s_{\max, 2} = 8 \cdot d_b = 176 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3)}$$

$$h_x = x_{i \max} = 300 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3)}$$

$$s_{\max, 3} = s_0 = \min \left(\frac{b}{2}; 8d_b; 24d_s; 300 \text{ mm} \right) = 176 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3)}$$

$$s_{\max} = \text{Min} (s_{\max 1}, s_{\max 2}, s_{\max 3})$$

$$= 176000 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.3; SNI 2847:2019, 18.7.5.3)}$$

Cek Spasi = **OK**

Berdasarkan perhitungan, pengecekan terhadap sisi pendek (sumbu lemah) dan sisi panjang (sumbu kuat) kolom telah memenuhi syarat sesuai dengan SNI 2847:2013 dan SNI 2847:2019. Untuk sisi pendek, nilai A_{sh}/s yang dihitung memenuhi syarat dengan hasil $A_{sh}/s = 3,321$ mm dan lebih besar dari nilai minimum yang diperlukan. Hal yang sama juga berlaku untuk sisi panjang, dengan hasil yang sesuai. Selain itu, pengecekan spasi sengkang juga menunjukkan hasil yang sesuai, di mana nilai spasi maksimum (s_{max}) dihitung sebesar 176 mm, yang memenuhi batasan yang ditetapkan. Oleh karena itu, desain tulangan transversal ini dinyatakan aman dan memenuhi persyaratan standar.

d. Kuat Geser Zona Sendi Plastis

Kuat geser zona sendi plastis merujuk pada kemampuan beton dan tulangan untuk menahan gaya geser yang terjadi di daerah yang mengalami deformasi plastis, biasanya pada tumpuan atau sambungan struktur. Pada zona ini, beton mulai mengalami kerusakan akibat beban eksternal, sehingga tulangan transversal (seperti sengkang atau spiral) diperlukan untuk menahan gaya geser tersebut dan mencegah keruntuhan lebih lanjut.

Gaya Geser Desain (Input dari SP Column dengan $f_{pr} = 1.25 f_y$)

Gaya geser desain adalah gaya geser yang dirancang untuk diterima oleh elemen struktur, seperti kolom, pada kondisi beban maksimum. Perhitungan gaya geser desain ini menggunakan SP Column dengan nilai f_{pr} nya adalah 1,25 f_y .

$$M_{pr} \text{ Kolom} = 1504,826 \text{ kNm (Nilai Terbesar)}$$

$$V_{u1} = 2 \cdot \frac{M_{pr} \text{ Kolom}}{L_n} = 859900 \text{ N (SNI 2847:2013, S21.5.4; SNI 2847:2019, 18.7.6.1)}$$

Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

$$V_{u2}, \text{ Sumbu Lemah} = 114079 \text{ N}$$

$$V_{u2}, \text{ Sumbu Kuat} = 132439 \text{ N}$$

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

$$V_u = \text{Max}(V_{u1}, V_{u2}) = 859900 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) (f'_c)^{0,5} h d; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 378617 \text{ N (SNI 2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)}$$

$$V_s \text{ Perlu} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 767917 \text{ N (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI 2847:2019, 22.5.10.1)}$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 2,8748 \text{ mm}^2 / \text{mm (SNI 2847:2013, 11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)}$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{h}{f_{yv}} = 0,5167 \text{ mm}^2 / \text{mm (SNI 2847:2019, 10.6.2)}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 \frac{h}{f_{yv}} = 0,5833 \text{ mm}^2 / \text{mm (SNI 2847:2019, 10.6.2)}$$

$$\text{Cek } A_s/s = \frac{A_{sh}}{s} \geq \text{Max} \left(\frac{A_s}{s} \text{ Perlu}, \frac{A_s}{s} \text{ Min} \right) ? = \text{OK}$$

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

$$V_u = \text{Max}(V_{u1}, V_{u2}) = 859900 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)}$$

$$V_c = 0,17(1 + \frac{N_u}{14 A_g})(f'_c)^{0,5} h d; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 378617 \text{ N (SNI 2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)}$$

$$V_s \text{ Perlu} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 767917 \text{ N (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI 2847:2019, 22.5.10.1)}$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 2,8748 \text{ mm}^2/\text{mm (SNI 2847:2013, 11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)}$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{h}{f_{yv}} = 0,5167 \text{ mm}^2/\text{mm (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 \frac{h}{f_{yv}} = 0,5833 \text{ mm}^2/\text{mm (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$\text{Cek } A_s/s = \frac{A_{sh}}{s} 1 \geq \text{Max} \left(\frac{A_s}{s} \text{ Perlu}, \frac{A_s}{s} \text{ Min} \right) ? = \text{OK}$$

e. Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n_1 = 2$$

$$\text{Jumlah Kaki Sisi Panjang, } n_2 = 2$$

$$\text{Spasi, } s = 150 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ Sumbu Lemah} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$A_v \text{ Sumbu Kuat} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_s^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

f. Kekangan Luar Zona Sendi Plastis

$$\text{Spasi max 1} = \frac{d}{4} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.5; SNI 2847:2019, 18.7.5.5)}$$

$$\text{Spasi max 2} = 300 \text{ mm (SNI 2847:2013, 21.6.4.5; SNI 2847:2019, 18.7.5.5)}$$

$$\text{Cek Spasi} = \text{Spasi} \leq \text{Spasi Max?} = \mathbf{OK}$$

g. Kekuatan Geser Luar Zona Sendi Plastis

Kuat geser zona sendi plastis adalah kapasitas elemen struktur dalam menahan gaya geser di daerah yang mengalami deformasi plastis, seperti pada tumpuan atau sambungan elemen. Kapasitas ini dipengaruhi oleh kontribusi beton dan tulangan transversal (senggang atau spiral). Dalam desain, kuat geser dihitung untuk memastikan bahwa gaya geser tidak melebihi kapasitas elemen, sehingga deformasi plastis terkendali tanpa terjadi keruntuhan. Desain yang memadai pada zona ini penting untuk menjaga stabilitas dan daktilitas struktur, terutama saat menghadapi beban gempa atau beban ekstrem lainnya.

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

$$V_u = 114079 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) (f'_c)^{0,5} h; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 378617 \text{ N (SNI 2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)}$$

$$V_s \text{ Perlu} = \text{Max} (V_u \phi - V_c; 0) = 0 \text{ (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI 2847:2019, 22.5.10.1)}$$

$$A_{s/s} \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2013, 11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)}$$

$$A_{s/s} \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$A_{s/s} \text{ Min 2} = 0,35 \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$\text{Cek } A_{s/s} = \frac{A_v}{s} \geq \frac{A_v}{s} \text{ Perlu?} = \mathbf{OK}$$

Tahan Beton Sumbu Kuat

$$V_u = 114079 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013, 9.3.2.3; SNI 2847:2019, Tabel 21.2.1)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) (f'_c)^{0,5} h d; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 378617 \text{ N (SNI 2847:2013, 11.2.1.2; SNI 2847:2019, 22.5.6.1)}$$

$$V_s \text{ Perlu} = \text{Max} (V_u \phi - V_c; 0) = 0 \text{ (SNI 2847:2013, 11.1.1; SNI 2847:2019, 22.5.10.1)}$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = \frac{V_s}{(f_{yv} \times d)}; d = b - c_c - d_s - \frac{d_b}{2} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2013, 11.4.7.2; SNI 2847:2019, 22.5.10.5.3)}$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0,062 (f'_c)^{0,5} \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0,35 \frac{b}{f_{yv}} = 0,000 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (SNI 2847:2019, 10.6.2.2)}$$

$$\text{Cek } A_s/s = \frac{A_v}{s} \geq \frac{A_v}{s} \text{ Perlu ? = OK}$$

Berdasarkan perhitungan penulangan Kolom K1 yang meliputi perhitungan syarat gaya dan geometri, kapasitas lentur, kapasitas geser, tulangan longitudinal, tulangan sengkang tumpuan, dan tulangan sengkang lapangan dapat disimpulkan bahwa kolom K1 dapat digunakan dan aman. Rekap penulangan K1 dapat dilihat pada Tabel 2. 24 berikut ini.

Tabel 2. 24 Rekap Penulangan Kolom 1

Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal	20 D22
Tulangan Transversal/Sengkang Tumpuan	

Sumbu Lemah	3D13-100
Sumbu Kuat	3D13-100
Tulangan Transversal/Senggang Lapangan	
Sumbu Lemah	2D13-150
Sumbu Kuat	2D13-150

2.17 Hubungan Balok-Kolom

Hubungan antara balok dan kolom dalam struktur bangunan adalah salah satu elemen kritis yang memastikan transfer beban dari balok ke kolom berlangsung aman dan efisien. Hubungan ini dikenal sebagai joint (sambungan) dan harus dirancang untuk menahan beban vertikal, lateral, serta momen lentur yang terjadi. Berikut adalah perhitungan hubungan balok kolom.

2.17.1 Properti Material dan Penampang Hubungan

Lebar Y kolom, b = 700 mm

Lebar X kolom, h = 700 mm

Panjang Kolom, L = 4200 mm

Kuat Tekan Beton, f_c' = 25 Mpa

Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y = 420 MPa

Faktor beton ringan, λ = 1

Tinggi balok terbesar, h_b = 700 mm

Panjang bersih kolom, L_n = $L - h_b$ = 3500 mm

2.17.2 Data Lebar dan Eksentrisitas Balok

Lebar Balok 1, $bb1$ = 350 mm

$$\text{Lebar Balok 2, } bb2 = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Balok 3, } bb3 = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Balok 4, } bb4 = 350 \text{ mm}$$

$$x1a = \frac{(h-bb1)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$x1b = \frac{(h-bb1)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$\text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} = bb1 + x1a + x1b = 700 \text{ mm}$$

$$x2a = \frac{(h-bb2)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$x2b = \frac{(h-bb2)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$\text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} = bb2 + x2a + x2b = 700 \text{ mm}$$

$$x3a = \frac{(h-bb3)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$x3b = \frac{(h-bb3)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$\text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} = bb3 + x3a + x3b = 700 \text{ mm}$$

$$x4a = \frac{(h-bb4)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$x4b = \frac{(h-bb4)}{2} = 175 \text{ mm (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$$

$$\text{Cek Lebar Sisi Kolom 1} = bb4 + x4a + x4b = 700 \text{ mm}$$

2.17.3 Dimensi Joint

$$x \text{ terkecil sisi 1, } x1 = \min(x1a, x1b) = 175 \text{ mm}$$

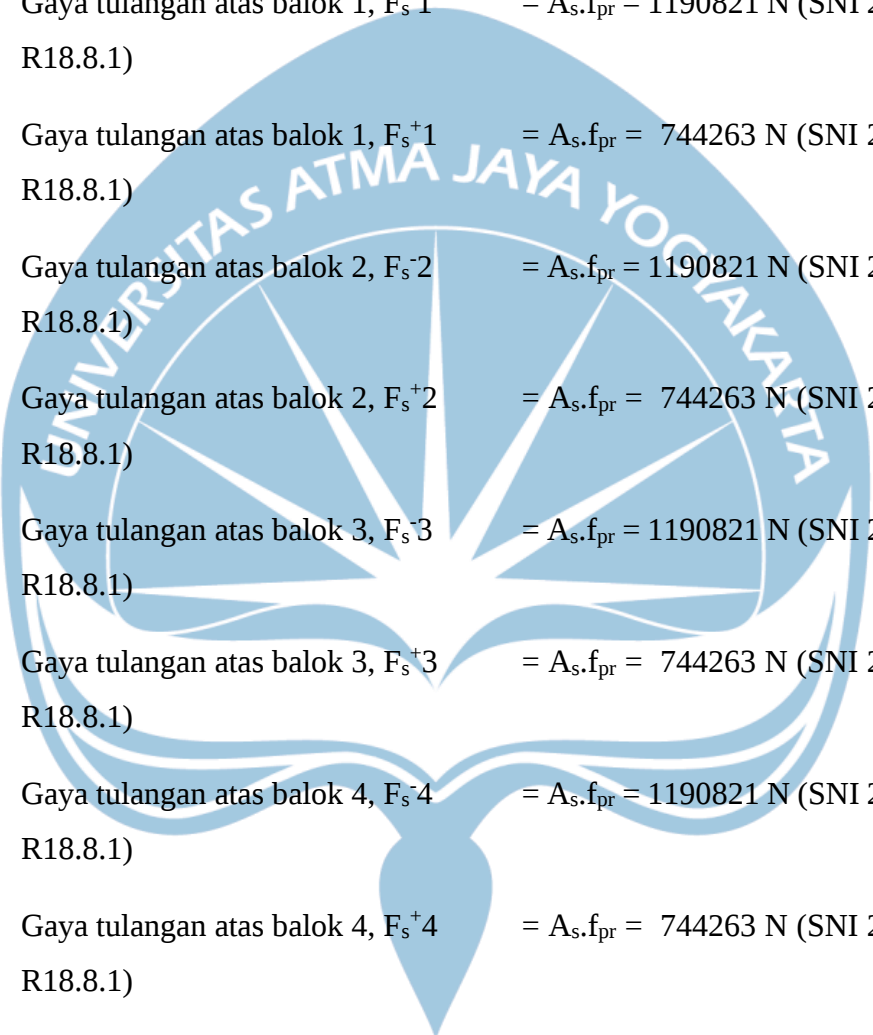
$$x \text{ terkecil sisi 2, } x2 = \min(x2a, x2b) = 175 \text{ mm}$$

$$x \text{ terkecil sisi 3, } x3 = \min(x3a, x3b) = 175 \text{ mm}$$

x terkecil sisi 4, x_4	$= \min(x_{4a}, x_{4b}) = 175 \text{ mm}$
Lebar joint sisi 1, b_{j1} (SNI 2847:2019 R18.8.3)	$= \min(bb_1 + h, bb_1 + 2.x_1) = 700 \text{ mm}$
Lebar joint sisi 2, b_{j2} (SNI 2847:2019 R18.8.3)	$= \min(bb_2 + h, bb_2 + 2.x_2) = 700 \text{ mm}$
Lebar joint sisi 3, b_{j3} (SNI 2847:2019 R18.8.3)	$= \min(bb_3 + h, bb_3 + 2.x_3) = 700 \text{ mm}$
Lebar joint sisi 4, b_{j4} (SNI 2847:2019 R18.8.3)	$= \min(bb_4 + h, bb_4 + 2.x_4) = 700 \text{ mm}$
Lebar efektif joint Y, b_j	$= \min(b_{j1}, b_{j2}) = 700 \text{ mm}$
Lebar efektif joint X, h_j	$= \min(b_{j3}, b_{j4}) = 700 \text{ mm}$
Luas efektif joint gempap X, A_{jx}	$= b_j.h = 490000 \text{ mm}^2$
Luas efektif joint gempap Y, A_{jy}	$= b.h_j = 490000 \text{ mm}^2$
Cek tinggi joint: $h_j \geq 1/2h_b$	$= (\text{OK}) \text{ (SNI 2847:2019 R18.8.4)}$

2.17.4 Data dan Gaya Tulangan Balok

Diameter tulangan utama balok, d_b	$= 19 \text{ mm}$
Cek dimensi kolom: $b \geq 20d_b$	$= (\text{OK}) \text{ (SNI 2847:2019 R18.8.3)}$
Tulangan atas balok 1, A_s^{-1}	$= 2268,230 \text{ mm}^2$
Tulangan bawah balok 1, A_s^{-1}	$= 1417,644 \text{ mm}^2$
Tulangan atas balok 2, A_s^{-2}	$= 2268,230 \text{ mm}^2$
Tulangan bawah balok 2, A_s^{-2}	$= 1417,644 \text{ mm}^2$
Tulangan atas balok 3, A_s^{-3}	$= 2268,230 \text{ mm}^2$
Tulangan bawah balok 3, A_s^{-3}	$= 1417,644 \text{ mm}^2$



Tulangan atas balok 4, A_s^{-4} = 2268,230 mm²
 Tulangan bawah balok 4, A_s^{-4} = 1417,644 mm²
 Tegangan probable tulangan, f_{pr} = 1,25 f_y = 525 MPa
 Gaya tulangan atas balok 1, F_s^{-1} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 1190821 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 1, F_s^{+1} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 744263 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 2, F_s^{-2} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 1190821 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 2, F_s^{+2} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 744263 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 3, F_s^{-3} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 1190821 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 3, F_s^{+3} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 744263 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 4, F_s^{-4} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 1190821 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)
 Gaya tulangan atas balok 4, F_s^{+4} = $A_s \cdot f_{pr}$ = 744263 N (SNI 2847:2019 R18.8.1)

2.17.5 Gaya Geser akibat Balok

Geser ketika arah gempa X- = $F_s^{-3} + C4 = F_s^{-3} + F_s^{+4} = 1935084$ N
 Geser ketika arah gempa X+ = $F_s^{-4} + C3 = F_s^{-4} + F_s^{+3} = 1935084$ N
 Geser ketika arah gempa Y- = $F_s^{-1} + C2 = F_s^{-1} + F_s^{+2} = 1935084$ N

$$\text{Geser ketika arah gempa } Y+ = F_s^-2 + C1 = F_s^-2 + F_s^+1 = 1935084 \text{ N}$$

2.17.6 Gaya Geser Kolom (*Beam Hinging*)

$$M_{pr}^- \text{ Balok 1} = 686455570 \text{ N-mm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 1} = 446909361 \text{ N-mm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 2} = 686455570 \text{ N-mm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 2} = 446909361 \text{ N-mm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 3} = 686455570 \text{ N-mm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 3} = 446909361 \text{ N-mm}$$

$$M_{pr}^- \text{ Balok 4} = 686455570 \text{ N-mm}$$

$$M_{pr}^+ \text{ Balok 4} = 446909361 \text{ N-mm}$$

$$V_e \text{ Balok 1} = 425707 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 2} = 425707 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 3} = 425707 \text{ N}$$

$$V_e \text{ Balok 4} = 425707 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa } X- = \left[\frac{(M_{pr}^{+4} + M_{pr}^{-3}) + (V_e3 + V_e4) \cdot \frac{h}{2}}{Ln} \right] = 408960 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa } X+ = \left[\frac{(M_{pr}^{+3} + M_{pr}^{-4}) + (V_e3 + V_e4) \cdot \frac{h}{2}}{Ln} \right] = 408960 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa } Y- = \left[\frac{(M_{pr}^{+2} + M_{pr}^{-1}) + (V_e1 + V_e2) \cdot \frac{h}{2}}{Ln} \right] = 408960 \text{ N}$$

$$\text{Geser kolom ketika arah gempa } Y+ = \left[\frac{(M_{pr}^{+1} + M_{pr}^{-2}) + (V_e1 + V_e2) \cdot \frac{h}{2}}{Ln} \right] = 408960 \text{ N}$$

2.17.7 Gaya Geser Total Joint

$$\text{Geser joint ketika arah gempa X-} = F_s + C - V_{col} = 1526124 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa X+} = F_s + C - V_{col} = 1526124 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa Y-} = F_s + C - V_{col} = 1526124 \text{ N}$$

$$\text{Geser joint ketika arah gempa Y+} = F_s + C - V_{col} = 1526124 \text{ N}$$

2.17.8 Kuat Geser Joint

$$\text{Konfigurasi joint} = 3 \text{ (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Faktor pengali kuat geser, c} = 1 \text{ (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Kuat geser nominal joint gempa X, } V_{nX} = c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{jX} = 2450000 \text{ N} \\ \text{(SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Kuat geser nominal joint gempa Y, } V_{nY} = c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{jY} = 2450000 \text{ N} \\ \text{(SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Faktor reduksi, } \Phi = 0,85 \text{ (SNI 2847:2019 21.2.4.3)}$$

$$\text{Kuat geser joint gempa X, } \Phi V_{nX} = 2082500 \text{ N (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Kuat geser joint gempa Y, } \Phi V_{nY} = 2082500 \text{ N (SNI 2847:2019 18.8.4.1)}$$

$$\text{Gaya Geser Joint Gempa X, } V_{uX} = \max (\text{Geser joint gempa X}) \\ = 1526124 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Geser Joint Gempa Y, } V_{uY} = \max (\text{Geser joint gempa Y}) \\ = 1526124 \text{ N}$$

$$\text{Faktor keamanan Gempa X, } SF_X = \frac{\Phi V_{nX}}{V_{uX}} = 1,365$$

$$\text{Faktor keamanan Gempa Y, } SF_Y = \frac{\Phi V_{nY}}{V_{uY}} = 1,365$$

Cek kuat geser joint: $SF \geq 1 = (\text{OK})$

2.17.9 Tulangan Transversal

Tulangan transversal joint: Menggunakan confinement = tumpuan kolom (SNI 2847:2019 18.8.3.2)

2.17.10 Panjang Penyaluran Tarik

$$l_{dh} \text{ hitung} = \frac{f_y \cdot d_b}{(5,4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c})} = 295,556 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.8.5.1)}$$

$$l_{dh} \text{ pakai} = \max(l_{dh}, 8d_b, 150) = 295,556 \text{ mm (SNI 2847:2019 18.8.5.1)}$$

2.18 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat dan tangga pada struktur bangunan bertujuan untuk memastikan kedua elemen ini mampu menahan beban yang bekerja dan memenuhi kriteria keamanan serta kenyamanan.

2.18.1 Perencanaan Pelat

Pelat adalah elemen horizontal yang mendistribusikan beban ke balok dan kolom. Tujuan perencanaan pelat dalam struktur bangunan adalah memastikan elemen pelat mampu berfungsi secara aman, efisien, dan ekonomis sesuai dengan persyaratan desain. Jenis pelat terbagi menjadi 2 jenis, yaitu pelat 1 arah dan pelat 2 arah. Berikut adalah pembagian jenis pelat yang akan digunakan pada struktur bangunan ini dapat dilihat pada Tabel 2. 25 berikut ini.

Tabel 2. 25 Tipe Pelat Lantai

Tipe Pelat	Ly	Lx	Ly/Lx	Jenis Pelat
P1	2000	2000	1	2 arah
P2	6000	2000	3	1 arah
P3	6000	1750	3,429	1 arah
P4	6000	1500	4	1 arah
P5	2500	1000	2,5	1 arah

2.18.2 Pembebanan Pelat Lantai

Pembebanan pelat lantai adalah proses menentukan beban yang bekerja pada pelat lantai untuk memastikan perencanaannya aman dan efisien. Pembebanan yang pada pelat lantai struktur ini yaitu terdapat beban mati dan hidup.

a. Beban Mati

Tabel 2. 26 Gaya Dalam Geser

No.	Jenis Beban Mati	Berat Satuan	Tebal	Q (kN/m ²)
1.	Berat pasir (kN/m ²)	17	0,04	0,68
2.	Berat penutup lantai keramik (kN/m ²)	24	0,01	0,24
3.	Berat Spesi penutup lantai (kN/m ²)	0,21	0,02	0,42
4.	Berat plafon dan rangka (kN/m ²)	0,11	-	0,11
5.	Berat Instalasi ME (kN/m ²)	0,20	-	0,20

Berdasarkan dari Tabel 2. 26 diperoleh QDL dan SIDL sebagai berikut ini.

$$QDL = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

$$SIDL = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban Hidup

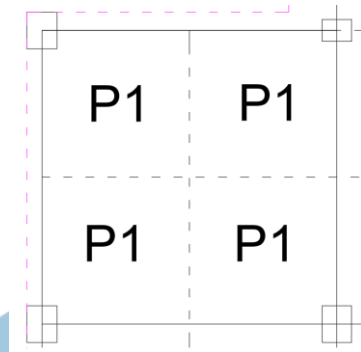
Pelat lantai pada ruang perkantoran sesuai SNI 1727:2019 beban hidup atau

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

c. Beban Rencana Terfaktor

$$Q_u = 1,2 QDL + 1,6 QLL = 1,2 \times 1,65 + 1,6 \times 2,5 = 5,98 \text{ kN/m}^2$$

d. Analisis Pembebanan Pelat P1



Gambar 2. 7 Pelat P1

$$QDL = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

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

$$Qu = 1,2 QDL + 1,6 QLL = 1,2 \times 1,65 + 1,6 \times 2,5 = 5,98 \text{ kN/m}^2$$

$$DL = 24 \text{ kN} \times 0,12 \text{ m} = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

$$SIDL = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

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

2.18.3 Perhitungan Momen Kapasitas Lentur

Arah Sumbu M11

$$\text{Momen Negatif Arah Pendek} = Ma^- = \frac{Qu.la^2}{22} = \frac{5,98 \times 2^2}{22} = 1,087 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Momen Positif Arah Pendek} = Ma^+ = \frac{Qu.la^2}{42} = \frac{5,98 \times 2^2}{42} = 0,570 \text{ kN/m}^2$$

Arah Sumbu M22

$$\text{Momen Negatif Arah Panjang} = Ma^- = \frac{Qu.la^2}{22} = \frac{5,98 \times 2^2}{22} = 1,087 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Momen Positif Arah Panjang} = Ma^+ = \frac{Qu.la^2}{42} = \frac{5,98 \times 2^2}{42} = 0,570 \text{ kN/m}^2$$

2.18.4 Perhitungan Geser

$$V_u = \frac{1,15 \cdot Q_u \cdot L_n}{2} = \frac{1,15 \times 5,98 \times 2}{2} = 6,877 \text{ kN}$$

2.18.5 Perhitungan Momen Lendutan

Akibat DL

$$\text{Momen Negatif} = Ma^- = \frac{Q_u \cdot l_a^2}{22} = \frac{2,88 \times 2^2}{22} = 0,524 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Momen Positif} = Ma^+ = \frac{Q_u \cdot l_a^2}{42} = \frac{2,88 \times 2^2}{42} = 0,274 \text{ kN/m}^2$$

Akibat SIDL

$$\text{Momen Negatif} = Ma^- = \frac{Q_u \cdot l_a^2}{22} = \frac{1,65 \times 2^2}{22} = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Momen Positif} = Ma^+ = \frac{Q_u \cdot l_a^2}{42} = \frac{1,65 \times 2^2}{42} = 0,157 \text{ kN/m}^2$$

Akibat LL

$$\text{Momen Negatif} = Ma^- = \frac{Q_u \cdot l_a^2}{22} = \frac{2,5 \times 2^2}{22} = 0,455 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Momen Positif} = Ma^+ = \frac{Q_u \cdot l_a^2}{42} = \frac{2,5 \times 2^2}{42} = 0,238 \text{ kN/m}^2$$

2.18.6 Properti Material dan Penampang Pelat P1

Panjang Pelat Arah Sumbu 1 (L1) = 4000 mm

Panjang Pelat Arah Sumbu 2 (L2) = 2000 mm

Tebal Pelat (t) = 120 mm

Diameter Tulangan (d_b) = 10 mm

Selimut Bersih (C_c) = 20 mm (SNI 2847:2019 tabel 20.6.1.3.1)

$$\begin{aligned}\text{Tebal Fektif Penampang} &= h - C_c - d_s - \frac{db}{2} \\ &= 120 - 20 - 10 - \frac{10}{2} \\ &= 85 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kuat Tekan Beton (f_c') = 25 MPa

Kuat Leleh Tulangan (f_y) = 420 MPa

Modulus Elastisitas Beton (E_c) = $4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$

Faktor Material Beton (β_1) = 0,85 (SNI 2847:2019 tabel 22.2.2.4.3)

Faktor Modifikasi (λ) = 1 (Asumsi menggunakan beton normal)
(SNI 2847:2019 tabel 25.4.24)

2.18.7 Gaya Dalam Pelat P1

Berikut adalah gaya dalam berupa momen dan gaya geser yang diperoleh dari pelat P1 dengan menggunakan aplikasi ETABS.

M Max akibat M11 Max = 0,57 kN-m

M Min akibat M11 Min = 1,087 kN-m

M Max akibat M22 Max = 0,57 kN-m

M Min akibat M22 Min = 1,087 kN-m

V_u = 6,877 kN

2.18.8 Penulangan Lentur Tulangan Pokok

Momen Positif M11

Spasi Tulangan (s) = 200 mm

Spasi Maksimum (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)

$$(s_{\max,1}) = 2 \times h = 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

$$(s_{\max,2}) = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 240 \text{ mm}$$

Cek Spasi Maksimum: $s \leq s_{\max} = 200 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$ (OK)

$$\text{Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan (n)} = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{200} = 5$$

$$\text{Diameter Tulangan (d}_b\text{)} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Bersih antar Tulangan (s}_l\text{)} = s - d_b = 200 - 10 = 190 \text{ mm}$$

Cek Spasi Maksimum: $s_l \geq d_b = 190 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$ (OK)

$$A_s \text{ Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 5 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 392,699 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \times t = 1000 \times 120 = 120000 \text{ mm}^2$$

$A_{s\min}$ ($f_y < 420 \text{ Mpa}$) (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)

$$A_{s\min} = 0,0020 A_g = 0,0020 \times 120000 = 240 \text{ mm}^2$$

$A_{s\min}$ ($f_y \geq 420 \text{ Mpa}$) (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)

$$A_{s\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} 120000 = 216 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,0014 A_g = 0,0014 \times 120000 = 168 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} \text{ pakai} = 216 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{s\min}$: $A_s \text{ Pasang} \geq A_{s\min} = 392,699 \text{ mm}^2 \geq 216 \text{ mm}^2$ (OK)

Tinggi Blok Beton (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)} = \frac{392,699 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 1000)} = 7,762 \text{ mm}$$

Kapasitas Lentur (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 392,699 \times 420 \times \left(85 - \frac{7,762}{2}\right) \\
 &= 13379247,08 \text{ kNmm} \\
 &= 13,379 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lokasi Garis Netral (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,762}{0,85} = 9,131 \text{ mm}$$

Regangan Tulangan Tarik (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.1)

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(85-9,131)}{9,131} \times 0,003 = 0,025$$

Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 pasal 21.2.2)

$$\phi = 0,65 \leq 0,65 + \frac{(\epsilon_s - 0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9$$

$$\phi = 0,9$$

Kapasitas Lentur Tereduksi

$$\phi M_n = 0,9 \times 13,379 = 12,041 \text{ kNm}$$

Momen Ultimit

$$M_u = 0,570 \text{ kNm}$$

Cek Kapasitas: $\phi M_n > M_u = 12,041 \text{ kNm} > 0,570 \text{ kNm}$ (OK)

Momen Negatif M11

Spasi Tulangan (s) = 200 mm

Spasi Maksimum (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)

$$(s_{\max,1}) = 2 \times h = 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

$$(s_{\max,2}) = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 240 \text{ mm}$$

$$\text{Cek Spasi Maksimum: } s \leq s_{\max} = 200 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan (n)} = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{200} = 5$$

$$\text{Diameter Tulangan (d}_b\text{)} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Bersih antar Tulangan (s}_l\text{)} = s - d_b = 200 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$\text{Cek Spasi Maksimum: } s_l \geq d_b = 190 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$A_s \text{ Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 5 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 392,699 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \times t = 1000 \times 120 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} (f_y < 420 \text{ Mpa}) \text{ (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)}$$

$$A_{s\min} = 0,0020 A_g = 0,0020 \times 120000 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} (f_y \geq 420 \text{ Mpa}) \text{ (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)}$$

$$A_{s\min} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} 120000 = 216 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,0014 A_g = 0,0014 \times 120000 = 168 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} \text{ pakai} = 216 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } A_{s\min} : A_s \text{ Pasang} \geq A_{s\min} = 392,699 \text{ mm}^2 \geq 216 \text{ mm}^2 (\text{OK})$$

$$\text{Tinggi Blok Beton (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)} = \frac{392,699 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 1000)} = 7,762 \text{ mm}$$

$$\text{Kapasitas Lentur (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 392,699 \times 420 \times \left(85 - \frac{7,762}{2}\right)$$

$$= 13379247,08 \text{ kNmm}$$

$$= 13,379 \text{ kNm}$$

Lokasi Garis Netral (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,762}{0,85} = 9,131 \text{ mm}$$

Regangan Tulangan Tarik (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.1)

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(85-9,131)}{9,131} \times 0,003 = 0,025$$

Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 pasal 21.2.2)

$$\phi = 0,65 \leq 0,65 + \frac{(\epsilon_s - 0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9$$

$$\phi = 0,9$$

Kapasitas Lentur Tereduksi

$$\phi M_n = 0,9 \times 13,379 = 12,041 \text{ kNm}$$

Momen Ultimit

$$M_u = 1,087 \text{ kNm}$$

Cek Kapasitas: $\phi M_n > M_u = 12,041 \text{ kNm} > 1,087 \text{ kNm}$ (OK)

Momen Positif M22

$$\text{Spasi Tulangan (s)} = 200 \text{ mm}$$

Spasi Maksimum (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)

$$(s_{\max,1}) = 2 \times h = 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

$$(s_{\max,2}) = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 240 \text{ mm}$$

Cek Spasi Maksimum : $s \leq s_{\max} = 200 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$ (OK)

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan (n)

$$N = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{200} = 5$$

$$\text{Diameter Tulangan } (d_b) = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Bersih antar Tulangan } (s_l) = s - d_b = 200 - 10 = 190 \text{ mm}$$

$$\text{Cek Spasi Maksimum: } s_l \geq d_b = 190 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm (OK)}$$

$$A_s \text{ Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 5 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 392,699 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \times t = 1000 \times 120 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} (f_y < 420 \text{ Mpa}) \text{ (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0020 A_g = 0,0020 \times 120000 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} (f_y \geq 420 \text{ Mpa}) \text{ (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} 120000 = 216 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0014 A_g = 0,0014 \times 120000 = 168 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 216 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } A_{s_{\min}} : A_s \text{ Pasang} \geq A_{s_{\min}} = 392,699 \text{ mm}^2 \geq 216 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\text{Tinggi Blok Beton (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)} = \frac{392,699 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 1000)} = 7,762 \text{ mm}$$

$$\text{Kapasitas Lentur (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 392,699 \times 420 \times (85 - \frac{7,762}{2})$$

$$= 13379247,08 \text{ kNmm}$$

$$= 13,379 \text{ kNm}$$

$$\text{Lokasi Garis Netral (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,762}{0,85} = 9,131 \text{ mm}$$

Regangan Tulangan Tarik (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.1)

$$\varepsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(85-9,131)}{9,131} \times 0,003 = 0,025$$

Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 pasal 21.2.2)

$$\phi = 0,65 \leq 0,65 + \frac{(\varepsilon_s - 0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9$$

$$\phi = 0,9$$

Kapasitas Lentur Tereduksi, $\phi M_n = 0,9 \times 13,379 = 12,041 \text{ kNm}$

Momen Ultimit, $M_u = 0,570 \text{ kNm}$

Cek Kapasitas: $\phi M_n > M_u = 12,041 \text{ kNm} > 0,570 \text{ kNm}$ (OK)

Momen Negatif M22

Spasi Tulangan (s) = 200 mm

Spasi Maksimum (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)

$$(s_{\max,1}) = 2 \times h = 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

$$(s_{\max,2}) = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 240 \text{ mm}$$

Cek Spasi Maksimum: $s \leq s_{\max} = 200 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm}$ (OK)

Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan (n)

$$n = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{200} = 5$$

Diameter Tulangan (d_b) = 10 mm

Jarak Bersih antar Tulangan (s_l) = $s - d_b = 200 - 10 = 190 \text{ mm}$

Cek Spasi Maksimum : $s_l \geq d_b = 190 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm}$ (OK)

$$A_s \text{ Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 5 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 392,699 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \times t = 1000 \times 120 = 120000 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{\min}}$ ($f_y < 420 \text{ Mpa}$) (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)

$$A_{s_{\min}} = 0,0020 A_g = 0,0020 \times 120000 = 240 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{\min}}$ ($f_y \geq 420 \text{ Mpa}$) (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} 120000 = 216 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0014 A_g = 0,0014 \times 120000 = 168 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 216 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek } A_{s_{\min}} : A_s \text{ Pasang} \geq A_{s_{\min}} = 392,699 \text{ mm}^2 \geq 216 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Tinggi Blok Beton (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c' \times b)} = \frac{392,699 \times 420}{(0,85 \times 25 \times 1000)} = 7,762 \text{ mm}$$

Kapasitas Lentur (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 392,699 \times 420 \times \left(85 - \frac{7,762}{2}\right) \\ &= 13379247,08 \text{ kNmm} \\ &= 13,379 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lokasi Garis Netral (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1)

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,762}{0,85} = 9,131 \text{ mm}$$

Regangan Tulangan Tarik (SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.1)

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 = \frac{(85-9,131)}{9,131} \times 0,003 = 0,025$$

Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 pasal 21.2.2)

$$\phi = 0,65 \leq 0,65 + \frac{(\epsilon_s - 0,002)}{0,003} \times 0,25 \leq 0,9$$

$$\phi = 0,9$$

$$\text{Kapasitas Lentur Tereduksi, } \phi M_n = 0,9 \times 13,379 = 12,041 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen Ultimit, } M_u = 1,087 \text{ kNm}$$

$$\text{Cek Kapasitas: } \phi M_n > M_u = 12,041 \text{ kNm} > 1,087 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

2.18.9 Penulangan Minimum

$$\text{Spasi Tulangan (s)} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat Leleh Tulangan (f}_y\text{)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Spasi Maksimum (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)}$$

$$(s_{\max,1}) = 2 \times h = 2 \times 120 = 240 \text{ mm}$$

$$(s_{\max,2}) = 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = 240 \text{ mm}$$

$$\text{Cek Spasi Maksimum : } s \leq s_{\max} = 150 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{Jumlah Tulangan Negatif Tumpuan (n)}$$

$$n = \frac{1000}{s} = \frac{1000}{150} = 6,67 = 7$$

$$\text{Diameter Tulangan (d}_b\text{)} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Bersih antar Tulangan (s}_l\text{)} = s - d_b = 150 - 10 = 140 \text{ mm}$$

$$\text{Cek Spasi Maksimum: } s_l \geq d_b = 140 \text{ mm} \geq 10 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$\text{As Pasang} = n \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 = 7 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 523,559 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \times t = 1000 \times 120 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} \text{ (f}_y < 420 \text{ Mpa)} \text{ (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0020 A_g = 0,0020 \times 120000 = 240 \text{ mm}^2$$

A_{smin} ($f_y \geq 420$ Mpa) (SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1, 8.6.1.1)

$$A_{smin} = \frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g = \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 120000 = 216 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0014 A_g = 0,0014 \times 120000 = 168 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 216 \text{ mm}^2$$

Cek A_{smin} : $A_s \text{ Pasang} \geq A_{smin} = 523,559 \text{ mm}^2 \geq 216 \text{ mm}^2$ (OK)

2.18.10 Pengecekan Kapasitas Geser

Kapasitas Geser Beton

$$V_c = 0,17 \sqrt{f_c'} b d = 0,17 \times \sqrt{25} \times 1000 \times \frac{85}{1000} = 72,250 \text{ kN}$$

Faktor Reduksi (SNI 2847:2019 tabel 21.2.2)

$$\phi = 0,75$$

Batas Ambang Geser Pelat (SNI 2847:2019 pasal 7.6.3.1)

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 72,250 = 27,094 \text{ kN}$$

Cek Keperluan Tulangan Geser Pelat: $V_u > 0,5 \phi V_c = 6,877 \text{ kN} > 27,094 \text{ kN}$
(Tidak)

2.18.11 Lendutan Pelat

Kapasitas Retak Lentur

Momen Inersia Pelat

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3 = 144000000 \text{ mm}^4$$

Tegangan Retak

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c'} = 0,62 \sqrt{25} = 3,10 \text{ MPa}$$

Garis Netral

$$y = \frac{t}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

Kapasitas Retak Lentur

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y} = \frac{3,10 \times 144000000}{60 \times 10^6} = 7,440 \text{ kNm}$$

Momen Inersia Retak

$$I_{cr} = 0,25 I_g = 0,25 \times 144000000 = 36000000 \text{ mm}^4$$

Lendutan Arah Sumbu 1

$$Ma \text{ Lapangan (+)} \quad \sum M_{11} \text{ Positif} = 6,169 \text{ kNm}$$

$$Ma \text{ Tumpuan (-)} \quad \sum M_{11} \text{ Negatif} = -11,303 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{cr}}{Ma \text{ Lapangan}} = \frac{7,440}{6,169} = 1,206$$

$$\frac{M_{cr}}{Ma \text{ Tumpuan}} = \frac{7,440}{1,087} = 0,658$$

Ie Lapangan

$$\left(\frac{M_{cr}}{Ma}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{Ma}\right)^3\right] \times I_{cr} < I_g = 144000000 \text{ mm}^4$$

Ie Tumpuan

$$\left(\frac{M_{cr}}{Ma}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{Ma}\right)^3\right] \times I_{cr} < I_g = 66800756 \text{ mm}^4$$

Ie Rata-Rata

$$0,5 \times I_e \text{ Lapangan} + 0,5 \times I_e \text{ Tumpuan} = 105400378 \text{ mm}^4$$

Lendutan Seketika Akibat DL

$$\delta i, DL = \frac{\frac{5}{48L^2}}{(Ec \times I_g) \times [M_{lap} + 0,2 M_{tum}]} = 0,659 \text{ mm}$$

Lendutan Seketika Akibat SIDL

$$\delta i, SIDL = \frac{\frac{5}{48L^2}}{(Ec \times I_g) \times [M_{lap} + 0,2 M_{tum}]} = 0,181 \text{ mm}$$

Lendutan Seketika Akibat LL

$$\delta i, LL = \frac{\frac{5}{48L^2}}{(Ec \times I_g) \times [M_{lap} + 0,2 M_{tump}]} = 0,578 \text{ mm}$$

Syarat Lendutan Seketika (SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\frac{L}{360} = \frac{2000}{360} = 5,556 \text{ mm}$$

Cek Lendutan Seketika

$$\delta i, LL \leq \frac{L}{360} = 0,578 \text{ mm} \leq 5,556 \text{ mm (OK)}$$

Faktor Jangka Panjang

$$\lambda = \frac{2}{(1+50 \times \rho')} = \frac{2}{(1+50 \times \frac{523,599}{1000 \times 85})} = 1,529$$

Lendutan Jangka Panjang (SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\Delta_{LT} = (\delta i, DL + SIDL) \times \lambda + \delta i, LL = (0,075 + 0,042) \times 1,529 + 0,041 = 1,862 \text{ mm}$$

Syarat Lendutan Jangka Panjang

$$\frac{L}{240} = \frac{2000}{240} = 8,333 \text{ mm}$$

$$\text{Cek Lendutan Jangka Panjang : } \Delta_{LT} \leq \frac{L}{240} = 1,862 \text{ mm} \leq 8,333 \text{ mm (OK)}$$

Lendutan Arah Sumbu 2

$$\text{Ma Lapangan (+)} \quad \Sigma M_{11} \text{ Positif} = 4,489 \text{ kNm}$$

$$\text{Ma Tumpuan (-)} \quad \Sigma M_{11} \text{ Negatif} = -6,662 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{cr}}{Ma \text{ Lapangan}} = \frac{7,440}{4,489} = 1,657$$

$$\frac{M_{cr}}{Ma \text{ Tumpuan}} = \frac{7,440}{6,662} = 1,117$$

Ie Lapangan

$$\left(\frac{M_{cr}}{Ma}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{Ma}\right)\right]^3 \times I_{cr} < I_g = 144000000 \text{ mm}^4$$

Ie Tumpuan

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \times I_{cr} < I_g = 144000000 \text{ mm}^4$$

Ie Rata-Rata

$$0,5 \times I_e \text{ Lapangan} + 0,5 \times I_e \text{ Tumpuan} = 144000000 \text{ mm}^4$$

Lendutan Seketika Akibat DL

$$\begin{aligned} \delta i, DL &= \frac{\frac{5}{48} L^2}{(E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0,2 M_{tum}]} \\ &= 0,312 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan Seketika Akibat SIDL

$$\begin{aligned} \delta i, SIDL &= \frac{\frac{5}{48} L^2}{(E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0,2 M_{tum}]} \\ &= 0,133 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan Seketika Akibat LL

$$\begin{aligned} \delta i, LL &= \frac{\frac{5}{48} L^2}{(E_c \times I_g) \times [M_{lap} + 0,2 M_{tum}]} \\ &= 0,272 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat Lendutan Seketika (SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\frac{L}{360} = \frac{2000}{360} = 5,556 \text{ mm}$$

Cek Lendutan Seketika

$$\delta i, LL \leq \frac{L}{360}$$

$$0,272 \text{ mm} \leq 5,556 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Faktor Jangka Panjang

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{2}{(1+50 \times \rho')} \\ &= \frac{2}{(1+50 \times \frac{523,599}{1000 \times 85})} \\ &= 1,529 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lendutan Jangka Panjang (SNI 2847:2019 Tabel 24.2.2)

$$\Delta_{LT} = (\delta_{i,DL} + \text{SIDL}) \times \lambda + \delta_{i,LL} = (0,075 + 0,042) \times 1,529 + 0,041 = 0,952 \text{ mm}$$

Syarat Lendutan Jangka Panjang

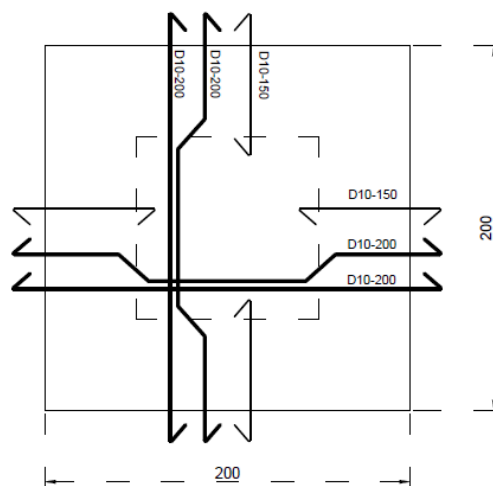
$$\frac{L}{240} = \frac{2000}{240} = 8,333 \text{ mm}$$

Cek Lendutan Jangka Panjang

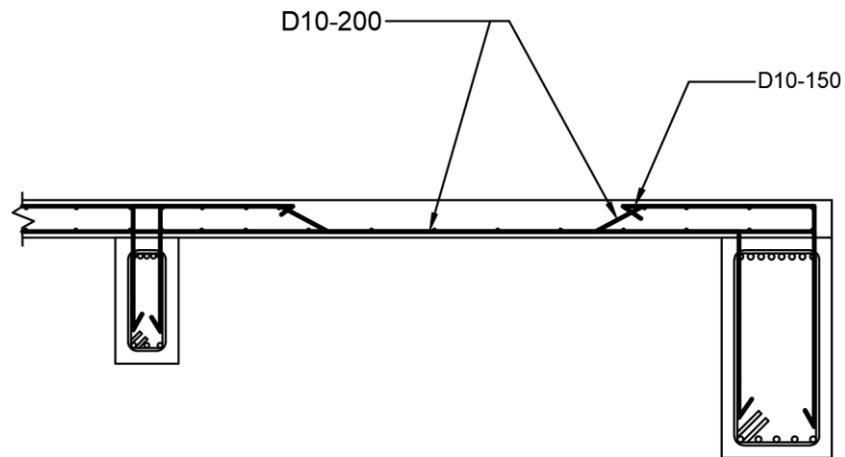
$$\Delta_{LT} \leq \frac{L}{240}$$

$$0,952 \text{ mm} \leq 8,333 \text{ mm (OK)}$$

Ilustrasi untuk penulangan P1 dapat dilihat pada Gambar 2. 8 dan Gambar 2. 9 di bawah ini.



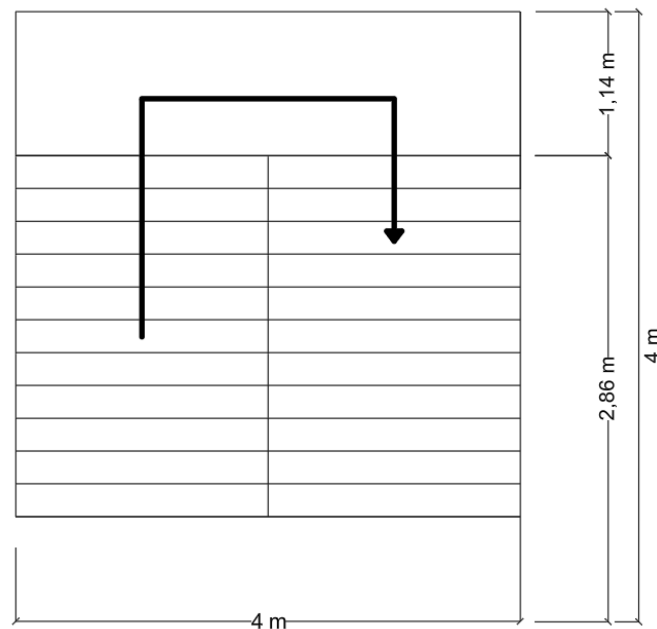
Gambar 2. 8 Potongan Pelat P1



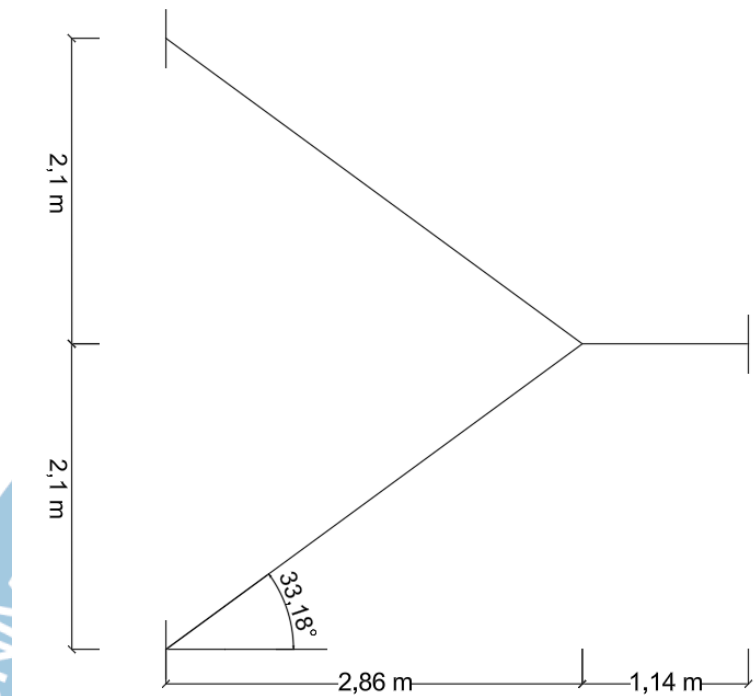
Gambar 2. 9 Potongan Pelat P1 dari Samping

2.19 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga merupakan proses merancang elemen tangga agar fungsional, aman, dan estetik. Hal ini melibatkan penentuan lokasi, jenis tangga, dimensi seperti selisih tinggi lantai, panjang tangga, lebar tangga, tinggi anak tangg, dan lebar anak tangga, serta pemilihan material yang sesuai. Berikut adalah ilustrasi perencanaan tangga dapat dilihat pada Gambar 2. 10 dan Gambar 2. 11



Gambar 2. 10 Ilustrasi Perencanaan Tangga Tampak Atas



Gambar 2. 11 Ilustrasi Perencanaan Tangga Tampak Samping

2.19.1 Hitungan Tangga

Selisih tinggi lantai = 4,2 m

Panjang tangga = 4,0 m

Lebar tangga = 4,0 m

Tinggi anak tangga ($Optrade$) = 17 cm, syarat : $16 \leq Optrade \leq 20$

Lebar anak tangga ($Antrade$) = 26 cm, syarat : $26 \leq Antrade \leq 30$

Jumlah anak tangga = $\frac{h}{optrade} - 1 = \frac{400}{17} - 1 = 22,53 = 23$ anak tangga

Lebar bordes : $b_o = \text{panjang tangga} - (0,5 \times (\text{jumlah anak tangga} - 1) \times Antrade)$

= $4 - (0,5 \times 22 \times 0,26) = 1,14$ m

Kemiringan tangga (α) = $\arctan \frac{Optrade}{Antrade} = \arctan \frac{0,17}{0,26} = 33,18^\circ$

Tebal pelat tangga = tebal bordes = $t_b = 0,12$ m = 12 cm

Tinggi beban merata tangga

$t' = \frac{0,5 \times Optrade \times Antrade}{\sqrt{Optrade^2 + Antrade^2}} = \frac{0,5 \times 0,17 \times 0,26}{\sqrt{0,17^2 + 0,26^2}} = 0,07114$ m = 7,114 cm

$h = t_b + t' = 12 + 7,114 = 19,114$ cm

$h' = \frac{t_b}{\cos \alpha} + \frac{Optrade}{2} = \frac{0,12}{\cos 33,18^\circ} + \frac{0,17}{2} = 0,2284$ m = 22,84 cm

2.19.2 Pembebanan Tangga

Hitungan beban per meter lebar tangga

Beban mati :

$$\text{Beban pelat + anak tangga} = 0,2284 \times 24 = 5,4816 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tegel (2 cm)} = 0,02 \times 0,24 = 0,0048 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 0,02 \times 0,21 = 0,0042 \text{ kN/m}$$

$$\text{Railing} = 0,89 \text{ kN/m}$$

$$q_{DL} = 6,3806 \text{ kN/m}$$

Beban hidup : $q_{LL} = 3 \text{ kN/m}$

Hitungan beban per meter lebar bordes

Beban mati :

$$\text{Berat sendiri} = 0,12 \times 24 = 2,88 \text{ kN/mm}$$

$$\text{Tegel (2 cm)} = 0,02 \times 0,24 = 0,0048 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 0,02 \times 0,21 = 0,0042 \text{ kN/m}$$

$$\text{Railing} = 0,89 \text{ kN/m}$$

$$q_{DL} = 3,779 \text{ kN/m}$$

Beban hidup : $q_{LL} = 3 \text{ kN/m}$

2.19.3 Reaksi Tumpuan

Reaksi perletakan akibat beban mati dan beban hidup

$$q_{ult \text{ tangga}} = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} = 1,2 \times 6,3806 + 1,6 \times 3 = 12,457 \text{ kN/m}$$

$$q_{ult \text{ bordes}} = 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} = 1,2 \times 3,779 + 1,6 \times 3 = 9,335 \text{ kN/m}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \times 4 - 12,457 \times 2,86 \times \left(\frac{2,86}{2} + 1,14 \right) - 9,335 \times 1,14 \times \left(\frac{1,14}{2} \right) = 0$$

$$R_A = 24,407 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$12,457 \times 2,86 \times \left(\frac{2,86}{2}\right) + 9,335 \times 1,14 \times \left(\frac{1,14}{2} + 2,86\right) - R_B \times 4 = 0$$

$$R_B = 21,862 \text{ kN}$$

$$R_C = 24,407 - (12,457 \times 2,86) = -11,220 \text{ kN}$$

$$24,407 - (2,86 - x) = 11,220 \cdot x$$

$$69,804 - 24,407x = 11,220x$$

$$x = 1,959 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 24,407 \times 1,9593 - 12,457 \times \left(\frac{1,9593^2}{2}\right) = 23,910 \text{ kNm}$$

2.19.4 Penulangan Tangga

Lapangan dan Tumpuan

$$M_u = M_{\max} = 23,910 \text{ kNm}$$

Data :

Direncanakan tulangan pokok D13

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

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

$$b_w = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$h = t_b + t' = 12 + 7,114 = 19,114 \text{ cm} = 191,14 \text{ mm}$$

$$d = h - p - (1/2 \times \emptyset) = 191,14 - 20 - (1/2 \times 13) = 164,64 \text{ mm} = 0,165 \text{ m}$$

$$R_n \text{ perlu} = \left(\frac{M_u}{\phi \cdot b_w \cdot d^2}\right) = \left(\frac{23,910 \times 10^{-3}}{0,9 \times 1,0 \times 0,165^2}\right) = 0,946 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \left(\frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \right) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right] \\ &= \left(\frac{0,85 \times 25}{420} \right) \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,946}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,00230\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max}} &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot \beta \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{25}{420} \cdot \left[\frac{600}{600 + 420} \right] \\ &= 0,0190\end{aligned}$$

$$\text{Cek } \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}} = 0,0018 < 0,00230 < 0,0190 \text{ (OK)}$$

$$\text{As perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b_w \cdot d = 0,00230 \times 1000 \times 164,64 = 378,672 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min} = \rho_{\text{min}} \cdot b_w \cdot h = 0,0018 \times 1000 \times 191,14 = 344,052 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2}{378,672} = 220,040 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan utama D13 – 200

$$\text{As pakai} = \frac{1000 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2}{200} = 392,699 \text{ mm}^2$$

Cek apakah aman atau tidak: $\text{As pakai} > \text{As perlu} = 392,699 \text{ mm}^2 > 378,672 \text{ mm}^2$
(OK)

Tulangan Susut

$$\text{As min} = \rho_{\text{min}} \cdot b_w \cdot h = 0,002 \times 1000 \times 191,14 = 382,28 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan P10

$$\text{Jarak tulangan } s = \frac{1000 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2}{382,28} = 205,451 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan P10 – 200

$$As \text{ pakai} = \frac{1000 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2}{200} = 392,699 \text{ mm}^2$$

Cek apakah aman atau tidak: $As \text{ pakai} > As \text{ min} = 392,699 \text{ mm}^2 > 382,28 \text{ mm}^2$
(OK)

Kontrol Geser

$$V_u = SFA = 24,407 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 166,14 \right) \times 10^{-3} = 138,45 \text{ kN}$$

$$\text{Cek } V_u < \phi V_c = 24,407 < 0,75 \times 138,45$$

$$24,407 \text{ kN} < 103,838 \text{ kN} \text{ (OK, tidak perlu tulangan geser)}$$

2.19.5 Penulangan Balok Bordes

Digunakan balok bordes ukuran 25 x 40

Beban mati :

$$\text{Beban dinding} = 1,2 \times 4 = 4,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat sendiri} = 1,2 \times 0,2 \times 0,4 \times 24 \times 1 = 2,304 \text{ kN/m}$$

$$\text{Reaksi tangga per m lebar (R}_B) = 21,862 \text{ kN/m}$$

$$q_{DL} = 28,966 \text{ kN/m}$$

Beban hidup :

$$q_{LL} = 1,6 \times 3 = 4,8 \text{ kN/m}$$

$$q_u = q_{DL} + q_{LL} = 28,966 + 4,8 = 33,766 \text{ kN/m}$$

Penulangan Lentur Tumpuan

$$L = 4 \text{ m}$$

$$b_w = 250 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

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

$$\emptyset_{\text{tulangan}} = 16 \text{ mm}$$

Direncanakan $\emptyset$ tulangan pokok = D16

$$d = 400 - 40 - 10 - (1/2 \times 16) = 342 \text{ mm} = 0,342 \text{ m}$$

Penulangan Negatif

$$M_u = \frac{1}{12} \cdot q_u \cdot L^2 = \frac{1}{12} \times 33,766 \times 4^2 = 45,021 \text{ kNm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \left(\frac{M_u}{\phi \cdot b_w \cdot d^2} \right) = \left(\frac{45,021 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,25 \times 0,342^2} \right) = 1,711 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \left(\frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \right) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right] \\ &= \left(\frac{0,85 \times 25}{420} \right) \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,711}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,00425 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max1}} &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot \beta \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{25}{420} \cdot \left[\frac{600}{600 + 420} \right] \\ &= 0,0190 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max2}} = 0,025$$

ρ_{max} yang digunakan adalah 0,0190

$$\rho_{\min 1} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{25}}{420} = 0,0030$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$\rho_{\min}$ yang digunakan adalah 0,0033

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} = 0,0033 < 0,00425 < 0,0190$$

Gunakan $\rho_{\min} = 0,00425$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,00425 \times 250 \times 342 = 363,591 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{363,591}{0,25 \cdot \pi \cdot 16^2} = 1,808 = 3 \text{ batang}$$

Digunakan tulangan utama 3D-16

$$A_s \text{ pakai} = 3 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 603,186 \text{ mm}^2$$

Cek apakah aman atau tidak: $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu} = 603,186 \text{ mm}^2 > 363,591 \text{ mm}^2$
(OK)

Pemeriksaan momen nominal

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b_w} = \frac{603,186 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 47,687$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 603,186 \times 420 \times \left(342 - \frac{47,687}{2}\right) \\ &= 72541052,62 = 72,541 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u = 72,541 \text{ kNm} > 45,021 \text{ kNm (OK)}$$

Penulangan Positif

$$M_u = 0,5 \cdot \phi M_n = 0,5 \times 49,569 = 24,785 \text{ kNm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \left(\frac{M_u}{\phi \cdot b_w \cdot d^2}\right) = \left(\frac{24,785 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,25 \times 0,342^2}\right) = 0,942 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \left(\frac{0,85 \cdot f'c}{f_y} \right) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right] \\ &= \left(\frac{0,85 \times 25}{420} \right) \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,942}{0,85 \times 25}} \right] \\ &= 0,00229\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max1}} &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot \beta \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{25}{420} \cdot \left[\frac{600}{600 + 420} \right] \\ &= 0,0190\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max2}} = 0,025$$

ρ_{max} yang digunakan adalah 0,0190

$$\rho_{\text{min1}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{25}}{420} = 0,0030$$

$$\rho_{\text{min2}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

ρ_{min} yang digunakan adalah 0,0033

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{max}} = 0,00229 < 0,0033 < 0,0190$$

Gunakan $\rho_{\text{min}} = 0,0033$

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0033 \times 250 \times 342 = 282,15 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{282,15}{0,25 \cdot \pi \cdot 10^2} = 3,592 = 5 \text{ batang}$$

Digunakan tulangan utama 5D-16

$$\text{As pakai} = 5 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 1005,310 \text{ mm}^2$$

Cek apakah aman atau tidak: $\text{As pakai} > \text{As perlu} = 1005,310 \text{ mm}^2 > 282,15 \text{ mm}^2$
(OK)

Pemeriksaan Momen Nominal

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} = \frac{1005,310 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 79,479$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 1005,310 \times 420 \times \left(345 - \frac{79,479}{2}\right) \\ &= 123922051,4 = 123,922 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u = 123,922 \text{ kNm} > 24,785 \text{ kNm (OK)}$$

Penulangan Lentur Lapangan

Penulangan Positif Lapangan

$$M_u = \frac{1}{16} \cdot q_u \cdot L^2 = \frac{1}{16} \times 33,766 \times 4^2 = 33,76 \text{ kNm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \left(\frac{M_u}{\phi \cdot b_w \cdot d^2}\right) = \left(\frac{33,76 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,25 \times 0,342^2}\right) = 1,283 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y}\right) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}}\right] \\ &= \left(\frac{0,85 \times 25}{420}\right) \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,283}{0,85 \times 25}}\right] \\ &= 0,00315\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max1}} &= 0,75 \cdot 0,85 \cdot \beta \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left[\frac{600}{600 + f_y}\right] \\ &= 0,75 \times 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left[\frac{600}{600 + 420}\right] \\ &= 0,0190\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max2}} = 0,025$$

ρ_{max} yang digunakan adalah 0,0190

$$\rho_{\text{min1}} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} = 0,0030$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$\rho_{\min}$ yang digunakan adalah 0,0033

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} = 0,00315 < 0,0039 < 0,0190$$

Gunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0039$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0039 \times 250 \times 342 = 333,45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{333,45}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 1,658 = 3 \text{ batang}$$

Digunakan tulangan utama 3D-16

$$A_s \text{ pakai} = 3 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 402,124 \text{ mm}^2$$

Cek apakah aman atau tidak: $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu} = 402,124 \text{ mm}^2 > 333,45 \text{ mm}^2$
(OK).

Pemeriksaan momen nominal

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} = \frac{402,124 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 31,791$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 402,124 \times 420 \times \left(342 - \frac{31,791}{2}\right) \\ &= 49568820,57 = 49,569 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u = 49,569 \text{ kNm} > 33,76 \text{ kNm (OK)}$$

Penulangan Negatif Lapangan

$$M_u = 0,25 \times \phi M_n = 0,25 \times 49,569 = 12,392 \text{ kNm}$$

$$R_n \text{ perlu} = \left(\frac{M_u}{\phi \cdot b_w \cdot d^2}\right) = \left(\frac{12,392 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,25 \times 0,342^2}\right) = 0,471 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \left(\frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y}\right) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}}\right]$$

$$= \left(\frac{0,85 \times 25}{420} \right) \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,471}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,00113$$

$$\rho_{\max 1} = 0,75 \cdot 0,85 \cdot \beta \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= 0,75 \times 0,85 \times 0,85 \times \frac{25}{420} \times \left[\frac{600}{600 + 420} \right]$$

$$= 0,0190$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025$$

$\rho_{\max}$ yang digunakan adalah 0,0190

$$\rho_{\min 1} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{25}}{420} = 0,0030$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$\rho_{\min}$ yang digunakan adalah 0,0033

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} = 0,00113 < 0,0039 < 0,0190$$

Gunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,0039$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b_w \cdot d = 0,0039 \times 250 \times 342 = 333,45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{333,45}{0,25 \times \pi \times 16^2} = 1,658 = 5 \text{ batang}$$

Digunakan tulangan utama 5D-16

$$A_s \text{ pakai} = 5 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 1005,310 \text{ mm}^2$$

Cek apakah aman atau tidak: $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu} = 1005,310 \text{ mm}^2 > 333,45 \text{ mm}^2$
(OK)

Pemeriksaan Momen Nominal

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b_w} = \frac{1005,310 \times 420}{0,85 \times 25 \times 250} = 79,479$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 0,9 \times 1005,310 \times 420 \times \left(345 - \frac{79,479}{2}\right) \\
 &= 123922051,4 = 123,922 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u = 123,922 \text{ kNm} > 49,569 \text{ kNm (OK)}$$

Penulangan Geser

$$q_u = q_u = q_{DL} + q_{LL} = 28,966 + 4,8 = 33,766 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 0,5 \cdot q_{DL} \cdot L + 0,5 \cdot q_{LL} \cdot L \\
 &= 0,5 \times 28,966 \times 4 + 0,5 \times 4,8 \times 4 \\
 &= 67,532 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \left(\frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 200 \times 345\right) \times 10^{-3} = 57,5 \text{ kN}$$

$$\text{Cek } V_u > \phi V_c = 67,532 > 0,75 \times 57,5 = 67,532 \text{ kN} > 43,125 \text{ kN (OK)}$$

Gunakan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{67,532}{0,75} = 90,043 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan P10

$$A_{sv} = 2 \cdot A_s = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 150,080 \text{ mm}^2$$

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

$$S = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{150,080 \times 240 \times 342}{90,043 \times 10^{-3}} = 92,444 \text{ mm}$$

Menentukan Spasi Maksimum

Tumpuan

Jumlah kaki = 2

$$s_{\max 1} = \frac{d}{4} = \frac{342}{4} = 85,5 \text{ mm}$$

$$s_{\max 2} = 8D = 8 \times 13 = 128$$

$$s_{\max 3} = 300 \text{ mm}$$

Gunakan spasi 85 mm

Sehingga digunakan tulangan geser 2P10 – 85.

Lapangan

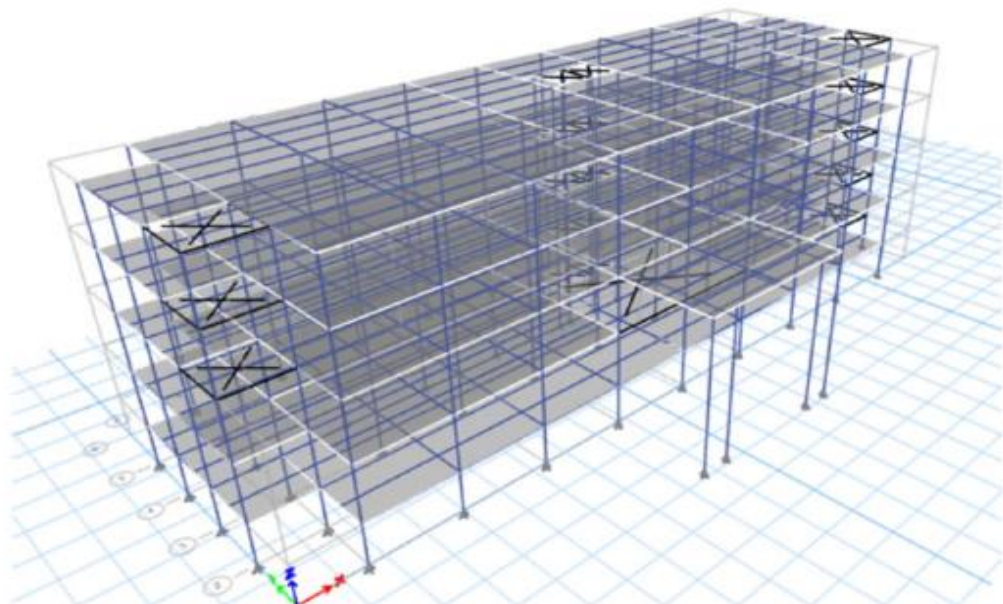
Jumlah kaki = 2

$$\text{Spasi maksimum adalah} = \frac{d}{2} = \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan geser 2P8 – 150.

2.20 Pemodelan Struktur

Untuk memudahkan dalam melakukan analisis sistem struktur, maka perlu dilakukan suatu penyederhanaan bentuk suatu bangunan menjadi suatu sistem struktur yang sederhana. Tindakan ini disebut Pemodelan Struktur. Pemodelan struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan aplikasi ETABS. Contoh Pemodelan Struktur dapat dilihat pada Gambar 2. 12 berikut.



Gambar 2. 12 Pemodelan Struktur dengan ETABS

2.21 Ketidakberaturan Sturuktur

Sesuai dengan persyaratan yang tercantum dalam Tabel 13 dan Tabel 14 SNI 1726:2019, dilakukan pemeriksaan terhadap ketidakberaturan struktur horizontal dan vertikal pada bangunan. Setiap jenis ketidakberaturan struktur yang terdeteksi memiliki pasal referensi tersendiri yang digunakan sebagai pedoman dalam desain.

2.21.1 Ketidakberaturan Horizontal

Perhitungan dan hasil pemeriksaan ketidakberaturan vertikal berdasarkan SNI 1726:2019, Pasal 7.3.2.1, Tabel 13, halaman 59 adalah sebagai berikut:

a. Ketidakberaturan Torsi

Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a

Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu melebihi 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dengan diafragma kaku atau setengah kaku.

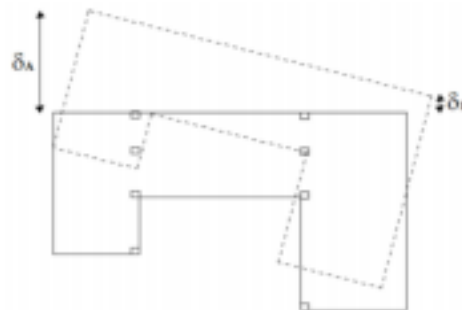
Ketidakberaturan Torsi Berlebihan Tipe 1b

Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan dianggap ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk efek torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu melebihi 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan untuk ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi hanya berlaku untuk struktur dengan diafragma kaku atau setengah kaku.

Berdasarkan hasil pemeriksaan ketidakberaturan torsi pada kedua arah atau terhadap sumbu-sumbu ortogonal, ditemukan adanya simpangan antar tingkat maksimum yang melebihi 1,2 dan 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa pada struktur bangunan terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 1a dan 1b. Perhitungan ketidakberaturan torsi pada kedua arah dapat dilihat pada Tabel 2. 27 berikut.

Tabel 2. 27 Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b pada Arah X

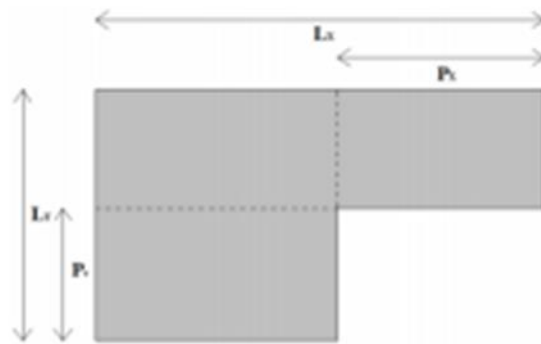
Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek	$\Delta_{\max}/\Delta_{\text{avg}}$	Cek
5	1,047	OK	1,084	OK
4	1,045	OK	1,091	OK
3	1,051	OK	1,09	OK
2	1,042	OK	1,095	OK
1	1,042	OK	1,115	OK



Gambar 2. 13 Ketidakberaturan Horizontal 1a dan 1b

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan horizontal tipe 2 dianggap ada jika proyeksi dimensi denah struktur dari sudut lokasi lebih besar dari 15% dari dimensi denah struktur dalam arah yang diperiksa. Berdasarkan hasil pemeriksaan terhadap sumbu-sumbu ortogonal, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 2 tidak terdeteksi.



Gambar 2. 14 Ketidakberaturan Horizontal 2

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diafragma dianggap ada jika terdapat diafragma yang memiliki diskontinuitas atau perbedaan kekakuan yang tiba-tiba, termasuk yang memiliki area terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% dari total area diafragma, atau jika perubahan kekakuan diafragma efektif melebihi 50% dari satu tingkat ke tingkat selanjutnya.

a. Syarat 1

$$\frac{A_{bukaan}}{A_{Total}} = \frac{96 \text{ m}^2}{1056 \text{ m}^2} = 0,091 = 9,1\% < 50\% \text{ (Memenuhi Syarat)}$$

b. Syarat 2

Kekakuan diafragma efektif dipengaruhi oleh tebal dan denah pelat pada struktur, karena pada struktur denah pelat dan tebalnya sama untuk setiap lantai maka kekakuan diafragmanya sama.

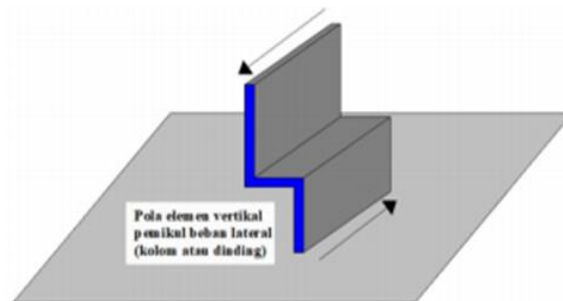


Gambar 2. 15 Ketidakberaturan Horizontal 3

Sehingga dari hasil pengecekan yang telah dilakukan terhadap kedua syarat yang harus dipenuhi perihal diskontinuitas diafragma, semua syarat telah terpenuhi sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 3 tidak ada.

d. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Turus Terhadap Bidang

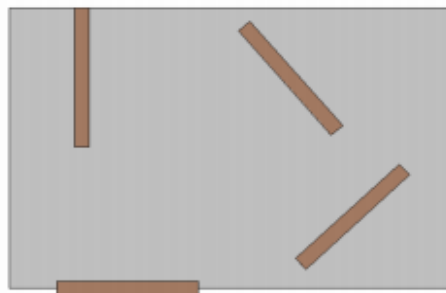
Ketidakberaturan horizontal tipe 4 dianggap ada jika terdapat diskontinuitas dalam jalur tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada minimal satu elemen vertikal sebagai pemikul gaya lateral. Setelah dilakukan pemeriksaan, ditemukan bahwa baik dinding geser (shear wall) maupun kolom semuanya berkelanjutan dari bawah hingga atas tanpa adanya bagian yang menjorok ke dalam atau keluar. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan horizontal tipe 4 tidak terdeteksi.



Gambar 2. 16 Ketidakberaturan 4

e. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Ketidakberaturan horizontal tipe 5 dianggap terjadi jika elemen vertikal sebagai pemikul gaya lateral tidak sejajar dengan sumbu utama ortogonal dari sistem pemikul gaya seismik. Setelah dilakukan pengecekan, semua kolom dan dinding geser (shear wall) tegak lurus dengan sumbu X dan Y, sehingga tidak ada ketidakberaturan horizontal tipe 5 yang terdeteksi.



Gambar 2. 17 Ketidakberaturan 5

2.21.2 Ketidakberaturan Vertikal

Perhitungan dan hasil pengecekan ketidakberaturan vertikal berdasarkan SNI 1726:2019; Pasal 7.3.2.2; Tabel 14; Hal-61 adalah sebagai berikut:

a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Tipe 1a

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

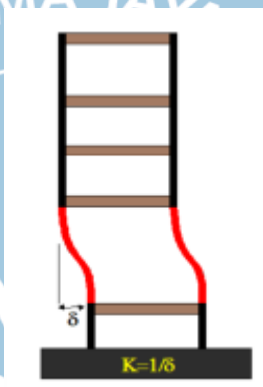
Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih Tipe 1b

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan tipe 1b didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Dari hasil pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak tipe 1a dan 1b, tidak ditemukan kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya sehingga ketidakberaturan vertikal tipe 1a dan 1b tidak ada. Untuk perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak pada kedua arah dapat dilihat pada Tabel 2. 28 berikut.

Tabel 2. 28 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
5	271043,757	OK	126933,91	OK
4	436567,484	OK	217717,328	OK
3	631405,451	OK	362215,709	OK
2	661626,12	OK	560792,762	OK
1	1309577,52	OK	919321,879	OK



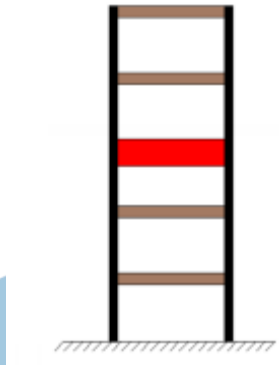
Gambar 2. 18 Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b

b. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan vertikal tipe 2 dianggap ada jika massa efektif pada suatu tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di atas atau di bawahnya. Atap yang lebih ringan daripada lantai di bawahnya tidak perlu diperhitungkan. Berdasarkan hasil perhitungan, disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 2 tidak ditemukan, dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 2. 29 berikut.

Tabel 2. 29 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 2

Lantai	Massa	Cek
	kg	
5	9265,93711	OK
4	10209,384	OK
3	10948,4751	OK
2	11167,9607	OK
1	11282,9039	OK



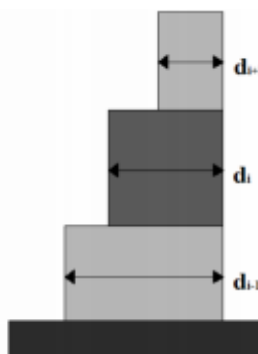
Gambar 2. 19 Ketidakberaturan Vertikal 2

c. **Ketidakberaturan Geometri Vertikal**

Ketidakberaturan dianggap ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik (kolom atau dinding geser) pada suatu tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada tingkat di dekatnya, baik di atas maupun di bawahnya. Berdasarkan hasil pemeriksaan pada Tabel 2. 30, tidak ditemukan dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada suatu tingkat yang melebihi dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada tingkat di atas atau di bawahnya. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 3 tidak ada.

Tabel 2. 30 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 3

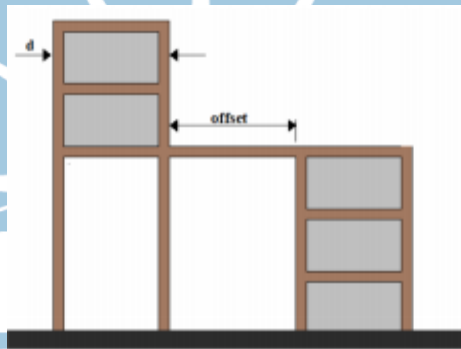
Lantai	L	Cek
	mm	
5	5000	OK
4	5000	OK
3	5000	OK
2	5000	OK
1	5000	OK



Gambar 2. 20 Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

d. Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakberaturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal

Ketidakberaturan vertikal tipe 4 dianggap ada jika pergeseran elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen tersebut atau terdapat pengurangan kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya. Contohnya adalah dinding geser (shear wall) dan kolom yang tidak berlanjut dari atas ke bawah serta mengalami pergeseran ke kanan atau kiri. Berdasarkan hasil pemeriksaan, semua elemen penahan seperti dinding geser dan kolom berlanjut sepanjang tinggi bangunan dan tidak ada yang mengalami offset, sehingga dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 4 tidak ada.



Gambar 2. 21 Ketidakberaturan Vertikal 4

e. Diskontinuitas dalam Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat Tipe 5a

Ketidakberaturan vertikal tipe 5a dianggap ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total dari semua elemen pemikul seismik yang menanggung geser pada arah yang ditinjau.

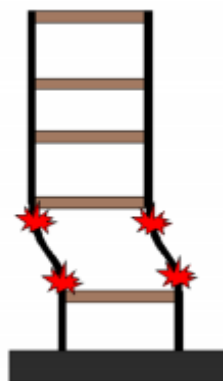
Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat Tipe 5b

Ketidakberaturan vertikal tipe 5b dianggap ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral suatu tingkat adalah kekuatan total dari semua elemen pemikul seismik yang menanggung gaya geser pada arah yang ditinjau.

Berdasarkan pengecekan ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat pada kedua arah atau terhadap sumbu-sumbu ortogonal, tidak ditemukan kekuatan lateral suatu tingkat yang kurang dari kekuatan lateral tingkat di atasnya. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b tidak ada. Perhitungan ketidakberaturan tingkat lemah pada kedua arah dapat dilihat pada Tabel 2. 31 berikut.

Tabel 2. 31 Perhitungan Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
6	164,4005		165,5219	
5	345,3162	OK	356,957	OK
4	491,9924	OK	504,4903	OK
3	602,421	OK	611,7127	OK
2	674,8599	OK	678,8555	OK
1	707,7374	OK	707,7316	OK



Gambar 2. 22 Ketidakberaturan Vertikal 5a dan

2.22 Drift Analysis

a. Simpangan Antar Tingkat Izin

Tabel 2. 32 Simpangan Antar Tingkat Izin $\Delta_a^{a,b}$

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpang antar tingkat.	$0,025h_{xx}^c$	$0,020h_{xx}$	$0,015h_{xx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{xx}$	$0,010h_{xx}$	$0,010h_{xx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{xx}$	$0,007h_{xx}$	$0,007h_{xx}$
Semua struktur lainnya	$0,002h_{xx}$	$0,015h_{xx}$	$0,010h_{xx}$

Dari tabel simpangan antar tingkat Izin $\Delta_a^{a,b}$ diperoleh simpangan antar tingkat izin, $\Delta_a = 0,020h$.

b. Faktor Redundansi

$$\rho = 1,3$$

c. Story Drift Inelastik Izin

$$\Delta_{\max} = \Delta / \rho = 0,020h / 1,3 = 0,0154h$$

d. Faktor Pembesaran Defleksi

$$Cd = 5$$

e. Faktor Keutamaan Gempa

$$Ie = 1$$

f. Story Drift Inelastik

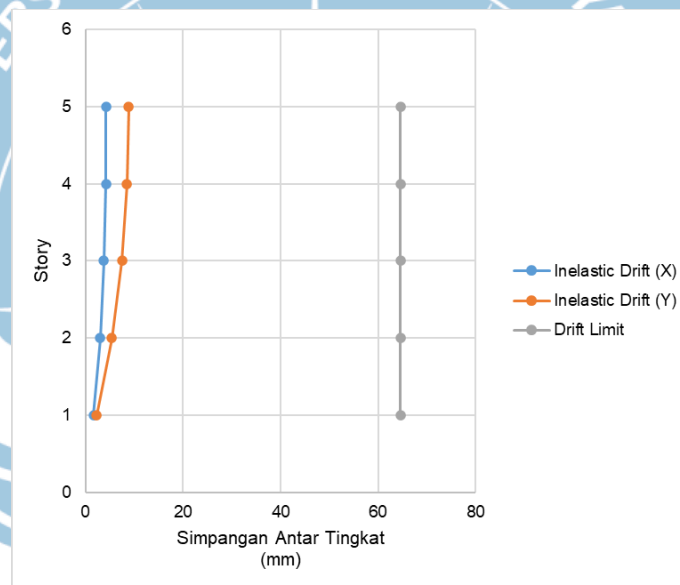
Rumus untuk mencari story drift inelastik adalah sebagai berikut:

$$\Delta = \delta.Cd / Ie$$

Tabel 2. 33 Perhitungan dan Pengecekan Simpangan Antar Tingkat

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
5	3,37	6,52	0,843	1,773	4200	4,215	8,865	64,615	OK
4	2,527	4,747	0,835	1,709	4200	4,175	8,545	64,615	OK
3	1,692	3,038	0,750	1,495	4200	3,750	7,475	64,615	OK
2	0,942	1,543	0,602	1,080	4200	3,010	5,400	64,615	OK
1	0,34	0,463	0,340	0,463	4200	1,700	2,315	64,615	OK

Berdasarkan dari perhitungan dan pengecekan simpangan antar tingkat pada Tabel 2. 33 di atas, diperoleh kesimpulan yaitu simpangan antar tingkat pada bangunan ini aman. Grafik simpangan antar tingkat dapat dilihat pada Gambar 2. 23 berikut.



Gambar 2. 23 Grafik Simpangan Antar Tingkat

2.23 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Keterangan:

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung

P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0

θ = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 0, terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat dan $x - 1$ (kN)

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat , (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12

a. Rasio Kebutuhan Geser

$$B = 1$$

b. Batas Koefisien Stabilitas

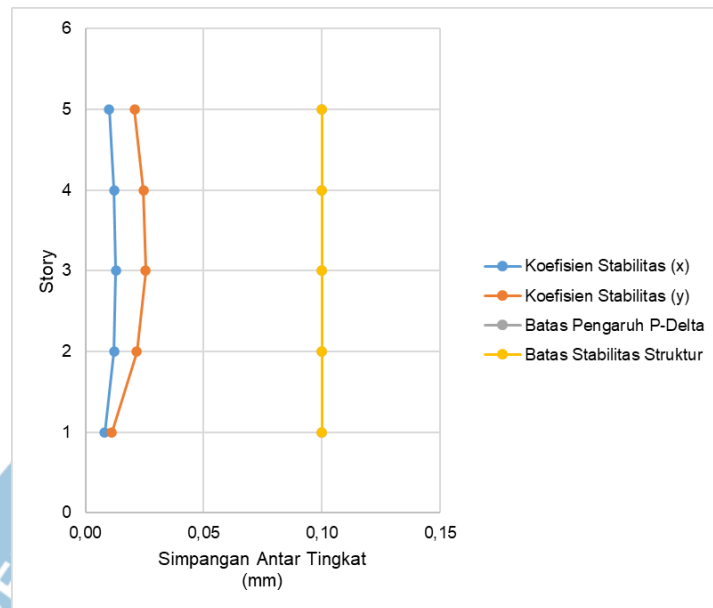
$$\theta_{\max} = 0.5 / (\beta * C_d) \leq 0.25$$

$$= 0,1$$

Tabel 2. 34 Perhitungan Pengaruh P-Delta

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
5	8,465	0,280	28962,61	326,46	9,93	4200	0,0358	0,0389	0,1	0,1000	OK
4	9,485	0,285	31705,62	560,19	16,20	4200	0,0256	0,0266	0,1	0,1000	OK
3	9,630	0,305	34448,62	742,20	21,27	4200	0,0213	0,0235	0,1	0,1000	OK
2	9,005	0,280	37191,63	855,08	24,89	4200	0,0187	0,0199	0,1	0,1000	OK
1	5,175	0,170	39934,63	903,64	26,60	4200	0,0109	0,0122	0,1	0,1000	OK

Berdasarkan dari perhitungan dan pengecekan pengaruh P-Delta pada Tabel 2. 34 di atas dapat disimpulkan bahwa pengaruh P-delta pada bangunan ini aman. Grafik pengaruh P-delta dapat dilihat pada Gambar 2. 24 berikut.



Gambar 2. 24 Grafik Pengaruh P-Delta