

## **BAB II**

### **PERANCANGAN STRUKTUR ATAS**

#### **2.1 Preliminary Desain**

Terdapat 2 bangunan yang ada di bangunan fasilitas kebencanaan ini yaitu gedung utama dan gedung penunjang. Gedung utama memiliki panjang 93 meter dan lebar 66m dengan 2 lantai dan 1 basement. Gedung penunjang memiliki panjang 64m dan lebar 32 meter dengan 3 lantai dan 1 basement. Untuk preliminary desain kolom, didapatkan dengan cara  $1/15$  panjang bentang antar kolom. Untuk preliminary desain balok didapatkan dengan perhitungan  $1/12$  bentang antar balok untuk tingginya, dan  $1/2$  dari tinggi balok yang didapat. Begitu juga dengan balok anak, tetapi untuk tingginya didapatkan dari  $1/14$  bentangnya.

Pada gedung utama, terdapat 5 jenis kolom yang berbeda. Kolom pertama (K1) 850x850mm, kolom kedua (K2) 800x800mm, kolom ketiga (K3) 750x750mm, kolom keempat (K4) 700x700mm, kolom kelima (K5) 650x650mm. Selain itu, terdapat 6 jenis balok berbeda. Balok pertama (B1) 1050x600mm, balok kedua (B2) 1000x550mm, balok ketiga (B3) 950x500mm, balok keempat (B4) 900x450, balok kelima (B5) 850x350mm, balok keenam (B6) 800x350mm. Diantara balok terdapat balok anak dengan 3 ukuran berbeda. Balok anak pertama (BA1) 750x400mm, balok anak kedua (BA2) 700x350mm, balok anak ketiga (BA3) 650x300mm.

Pada gedung penunjang, terdapat 8 jenis kolom yang berbeda. Kolom pertama (K1) 550x550mm, kolom kedua (K2) 500x500mm, kolom ketiga (K3) 450x450mm, kolom keempat (K4) 400x400mm, kolom kelima (K5) 600x550mm, Kolom keenam (K6) 550x500mm, kolom ketujuh (K7) 450x500mm dan kolom kedelapan (K8) 450x400. Selain itu, terdapat 8 jenis balok berbeda. Balok pertama (B1) 600x450mm, balok kedua (B2) 550x400mm, balok ketiga (B3) 500x350mm, balok keempat (B4) 450x300, balok kelima (B5) 800x400mm, balok keenam (B6) 750x350mm, balok ketujuh (B7) 700x300mm, balok kedelapan (B8) 650x300mm. Diantara balok terdapat balok anak dengan 7 ukuran berbeda. Balok anak pertama (BA1) 500x300mm, balok anak kedua (BA2) 450x250mm, balok anak ketiga

(BA3) 400x200mm, balok anak keempat (BA4) 650x350mm, balok anak kelima (BA5) 600x300mm, balok anak keenam (BA6) 550x250mm.

## 2.2 Interpretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

Intepretasi data tanah dilakukan dengan menerjemahkan data tanah yang didapat. Data tanah ini diterjemahkan menjadi lebih sederhana sehingga dapat lebih mudah dipahami. Setelah melakukan intepretasi data tanah, maka langkah selanjutnya yaitu menentukan kelas situs tanah yang dapat dilihat dari respon spectrum.

Data tanah yang didapat terdapat dua jenis pengeboran yaitu CPT (Cone Penetration test) dan SPT (Standard Penetration Test). Data yang digunakan yaitu data SPT yang diperoleh dari hasil Bor Log seperti pada gambar yang nantinya akan didapatkan kelas situs. Hasil Bor Log dapat dilihat pada gambar 2.1 dan 2.2

### 2.2.1 Menentukan Kelas Situs

Berdasarkan data yang tertera pada gambar diatas dapat diketahui bahwa data tanah dari BOR LOG 1 memiliki kedalaman 40 meter. Terdapat material lanau berpasir coklat dari kedalaman 1 hingga 5 meter. Material pasir sedang coklat kedalaman 6 hingga 9 meter. Material pasir kasar abu abu pada kedalaman 10 hingga 21 meter. Material kerikil pasir abu abu pada kedalaman 22 hingga 40 meter.

Berdasarkan data yang tertera pada gambar diatas dapat diketahui bahwa data tanah dari BOR LOG 2 memiliki kedalaman 40 meter. Terdapat material lanau berpasir coklat dari kedalaman 1 hingga 5 meter. Material pasir sedang coklat kedalaman 6 hingga 9 meter. Material pasir kasar abu abu pada kedalaman 10 hingga 21 meter. Material kerikil pasir abu abu pada kedalaman 22 hingga 40 meter.

Data SPT juga dapat digunakan untuk menentukan klasifikasi situs. Berdasarkan SNI 1726-2019 tentang cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non gedung, klasifikasi situs didapatkan berdasarkan profil tanah. Profil tanah dapat dilihat dari permukaan hingga kedalaman 40 meter menggunakan rumus:

Tahanan penetrasi standar lapangan rata rata=  $\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$  pada tabel 2.1 menunjukan

perhitungan rata – rata setiap kedalaman:

**Tabel 2.1 Perhitungan Rata Rata  $\bar{N}$  pada BOR LOG 1**

Kedalaman	T (m)	N (SPT)	N= N/T
0-2	2	7	0.2857
2-4	2	37	0.0541
4-6	2	39	0.0513
6-8	2	41	0.0488
8-10	2	43	0.0465
10-12	2	45	0.0444
12-14	2	45	0.0444
14-16	2	49	0.0408
16-18	2	51	0.0392
18-20	2	53	0.0377
20-22	2	55	0.0364
22-24	2	58	0.0345
24-26	2	60	0.0333
26-28	2	60	0.0333
28-30	2	60	0.0333
30-32	2	60	0.0333
32-34	2	60	0.0333
34-36	2	60	0.0333
36-38	2	60	0.0333
38-40	2	60	0.0333
<b>RATA RATA</b>			<b>38.1075018</b>

**Tabel 2.2 Perhitungan Rata Rata  $\bar{N}$  pada BOR LOG 2**

Kedalaman	T (m)	N (SPT)	N= N/T
0-2	2	8	0.2500
2-4	2	34	0.0588
4-6	2	34	0.0588
6-8	2	39	0.0513
8-10	2	42	0.0476
10-12	2	45	0.0444
12-14	2	48	0.0417
14-16	2	52	0.0385
16-18	2	52	0.0385
18-20	2	55	0.0364
20-22	2	58	0.0345
22-24	2	60	0.0333
24-26	2	60	0.0333
26-28	2	60	0.0333
28-30	2	60	0.0333
30-32	2	60	0.0333
32-34	2	60	0.0333
34-36	2	60	0.0333
36-38	2	60	0.0333
38-40	2	60	0.0333
RATA RATA			39.29291744

Berdasarkan perhitungan table diatas, dapat diketahui bahwa nilai N rata rata terkecil adalah 38.1075018. Berdasarkan hasil tersebut, dan menurut SNI 1726-2019, angka tersebut termasuk dalam kelas situs tanah sedang (SD). Dan untuk perhitungan Su didapatkan klasifikasi tanah keras (SC) dapat dilihat pada Tabel 2.3 dan Tabel 2.4 Tabel SNI dapat dilihat pada gambar 2.1 dibawah ini.

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{60}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan // > 3 m)		

Gambar 2. 1. Tabel SNI 1726:2019

Tabel 2. 3 Perhitungan Su pada BOR LOG 1

h	c	sudut geser	gamma k	gamma b	gamma sat	W	S	S * h
5	0	21.17	1.35	1.74	1.745145	29.27	3.369268	16.84634
5	0	26.06	1.39	1.77	1.765856	27.04	4.317779	21.58889
10	0	27.86	1.37	1.75	1.749901	27.73	9.249613	92.49613
								130.9314

Tabel 2. 4 Pehitungan Su Pada BOR LOG 2

h	c	sudut geser	gamma k	gamma b	gamma sat	W	S	S * h
5	0	22.58	1.25	1.7	1.701125	36.09	3.534728	17.67364
5	0	29.59	1.37	1.78	1.786069	30.37	5.071081	25.3554
10	0	30.32	1.35	1.74	1.736505	28.63	10.15545	101.5545
								144.5835

## 2.2.2 Menentukan Kategori Risiko

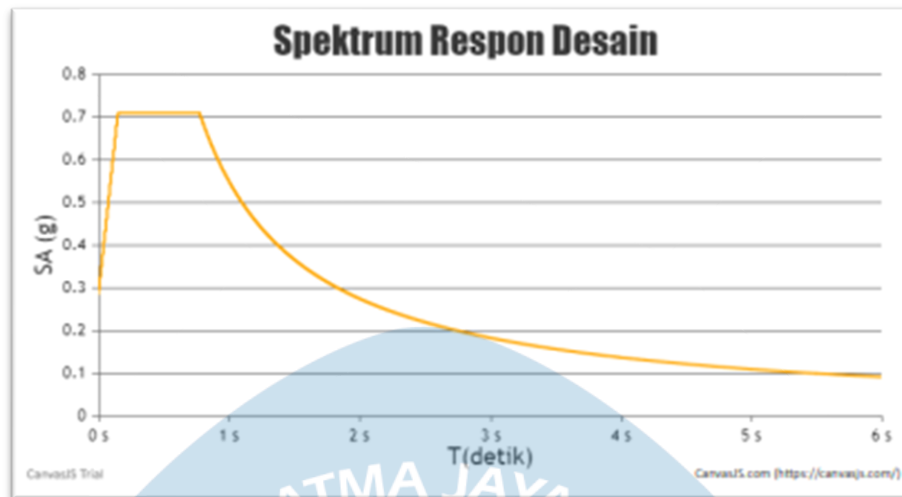
Berdasarkan gambar dari SNI 1726:2019 jenis Bangunan Pelatihan Kebencanaan dan Fasilitas Pendidikan Darurat termasuk kedalam kategori resiko IV karena termasuk fasilitas Pendidikan dan fasilitas untuk tanggap darurat kebencanaan. tabel SNI dapat dilihat pada gambar 2.2 dibawah ini.

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Bangunan-bangunan monumental</li><li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li><li>- Rumah ibadah</li><li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li><li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li><li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li><li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li><li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li><li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li></ul> <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Gambar 2.2 Tabel SNI 1726:2019

## 2.2.3 Kategori Desain Seismik

Kategori Desain seismic dapat dilihat melalui situs website Desain Spektra Indonesia Kementerian PUPR dengan cara menginputkan nama kota atau koordinat yang akan ditinjau. Dengan demikian, akan muncul nilai SDS dan SD1. Berdasarkan SNI 1726:2019, kategori desain bangunan ini merupakan kelas D. hasil spektrum respon desain dapat dilihat pada gambar 2.3, untuk gambar hasil dari spektrum respon desain Sds Sd1 dapat dilihat pada gambar 2.4 dan untuk penjelasan SNI dapat dilihat pada Tabel 2.3 dan Tabel 2.4



Gambar 2.3 Spektrum Respon Desain



Gambar 2.4 Spektrum Respon Desain Sds Sd1

Tabel 2.5 Tabel SNI

Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCEr) terpetakan pada perioda pendek, T=0.2 detik						
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
SC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
SE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber: SNI 2847



Catatan:

SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

Tabel 2.6 Tabel SNI

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER) terpetakan pada perioda pendek, T=0.2 detik					
	$S1 \leq 0.1$	$S1 = 0.2$	$S1 = 0.3$	$S1 = 0.4$	$S1 = 0.5$	$S1 \geq 0.6$
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 <sup>(a)</sup>					

Sumber: SNI 2847

Catatan:

SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

### 2.3 Penentuan Sistem Struktur

Sistem struktur berdasarkan pada SNI 2847:2019 dibedakan menjadi beberapa sistem:

- Sistem pemikul gaya seismic (*Seismic-force-resisting system*). Struktur pada sistem ini didesain untuk menahan gaya gempa. Pembangunan Gedung yang dilakukan dengan menggunakan ketentuan dengan kombinasi beban yang legal.
- Sistem rangka pemikul momen (*momen frame*). Rangka yang terdapat komponen balok, pelat, kolom, dan *joint* untuk menahan gaya lentur, geser, dan aksial.
- Sistem rangka pemikul momen biasa (*Ordinary Momen Frame*). Rangka balok, pelat, atau kolom yang dicor dilokasi harus memenuhi persyaratan.



Kategori desain seismic (KDS) D merupakan persyaratan desain seismic yang harus dimiliki oleh bangunan.

- d. Sistem rangka pemikul momen khusus (*Special Moment Frame*). Salah satu sistem yang digunakan sebuah bangunan dan lebih lengkap, serta terdapat perhitungan lenturnya. Kategori bangunan yang dapat menggunakan sistem ini adalah kelas C, D, dan E.
- e. Sistem rangka pemikul momen menengah (*Intermediate Moment Frame*). Sistem ini digunakan untuk rangka balok, kolom, atau rangka kolom dan pelat dua arah tanpa balok yang dicor dilokasi.

Pada Bangunan Pelatihan Kebencanaan dan Fasilitas Pendidikan Darurat ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (*Special Moment Frame*). Sistem ini digunakan karena bangunan ini didesain untuk menahan gaya lentur dan geser. Selain itu, bangunan ini termasuk ke daerah yang memiliki KDS D, E, dan F.

#### **2.4 Perencanaan Pembebanan Struktur**

Berdasarkan kutipan dari SNI 1727, beban adalah aksi atau gaya yang berasal dari perhitungan berat seluruh bangunan, baik itu berat bangunannya, bahan-bahannya, barang-barang atau benda, dan penghuni yang terdapat di bangunan tersebut. Berikut adalah beban yang bekerja pada struktur bangunan:

1. Beban mati merupakan beban yang berasal dari berat struktur suatu bangunan yang sifatnya tetap. Contohnya: lantai, dinding, atap, dan lainnya.
2. Beban hidup adalah beban yang memiliki sifat dapat berpindah pindah. Contohnya: manusia, barang-barang yang ada di bangunan.
3. Beban angin merupakan beban yang terjadi dibagian struktur suatu bangunan yang disebabkan karena adanya pergerakan angin
4. Beban gempa adalah beban yang terjadi dibagian struktur yang disebabkan oleh aktivitas gempa bumi.

Fasilitas Pelatihan Kebencanaan dan Fasilitas Pendidikan Darurat memiliki 2 gedung yang terpisah. Gedung utama memiliki 2 lantai dan 1 basement, Gedung

penunjang memiliki 3 lantai dan 1 basement. Dalam perhitungan perencanaan pembebanan struktur.

#### 2.4.1 Pembebanan Gedung Utama

Koefisien Respon Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respon seismik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$C_s = \frac{S_{D_s}}{\frac{R}{I_e}}$$

$$= \frac{0.731}{\frac{8}{1.5}}$$

$$= 0.137$$

Jika  $T < T_L$  nilai  $C_s$  tidak perlu melebihi nilai dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

$$= \frac{0.567}{0.5139 \left( \frac{8}{1.5} \right)}$$

$$= 0.148$$

Nilai  $C_s$  tidak boleh lebih kecil daripada  $C_{s \min}$  yaitu:

$$C_{s \min} = 0.044 S_{D_s} I_e$$

$$= 0.044 \times 0.731 \times 1$$

$$= 0.0482$$

Sehingga nilai  $C_s$  yang digunakan 0.1477

Berat Seismik Efektif Bangunan

Sebelum melakukan perhitungan rencana beban, perlu mengetahui berat seismik efektif pada bangunan. Untuk mengetahui berat seismik efektif bangunan tersebut perlu menghitung berat satuan atap, berat satuan lantai tipikal, berat satuan kolom dan balok.

##### a. Berat Satuan Lantai Atap

Tebal pelat atap yang digunakan sebesar 130 mm, plafond dan MEP sebesar  $0.68 \text{ kN/m}^2$ . Untuk menghitung berat sendiri pelat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat} &= t \times \text{berat volume} \\
 &= 0,13 \times 24 \\
 &= 3,12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Data *Dead Load* merupakan penjumlahan dari data yang diketahui yaitu sebesar  $3,8 \text{ kN/m}^2$ . Untuk input pembebanan pada pemodelan dikurangi beban pelat sendiri sebesar  $3,12 \text{ kN/m}^2$ , sehingga dimasukkan data *Dead Load* sebesar  $0,68 \text{ kN/m}^2$ .

b. Berat Satuan Lantai Tipikal

Diketahui tebal pelat lantai 130 mm, pasir 4 cm sebesar  $0,9 \text{ kN/m}^2$ , ubin dan spesi 5 cm sebesar  $1,05 \text{ kN/m}^2$ , Plafond dan MEP sebesar  $0,68 \text{ kN/m}^2$ . Perhitungan berat sendiri pelat lantai:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat} &= t \times \text{berat volume} \\
 &= 0,13 \times 24 \\
 &= 3,12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Data *Dead Load* merupakan penjumlahan dari data yang diketahui yaitu sebesar  $5,75 \text{ kN/m}^2$ . Untuk input pembebanan pada pemodelan dikurangi beban pelat sendiri sebesar  $3,12 \text{ kN/m}^2$ , sehingga dimasukkan data *Dead Load* sebesar  $2,63 \text{ kN/m}^2$ .

c. Berat Satuan Kolom dan Balok

Menentukan pembebanan balok dan kolom dengan rumus:

Balok = luas dimensi balok x berat jenis beton

Kolom = luas dimensi kolom x berat jenis beton.

Berikut merupakan data mengenai pembebanan balok dan kolom:

$$B1 \ 1100 \times 600 = 1100 \times 600 \times 24 = 15,84 \text{ kN/m}$$

$$B2 \ 1000 \times 550 = 13,2 \text{ kN/m}^2$$

$$B3 \ 950 \times 500 = 11,4 \text{ kN/m}^2$$

$$B4 \ 900 \times 500 = 10,8 \text{ kN/m}^2$$

$$B5 \ 850 \times 450 = 9,18 \text{ kN/m}^2$$

$$B6 \ 800 \times 400 = 7,68 \text{ kN/m}^2$$

$$BA1 \ 750 \times 400 = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

$$BA2 \ 700 \times 350 = 5,88 \text{ kN/m}^2$$

$$BA3 \ 650 \times 300 = 4,68 \text{ kN/m}^2$$

$$K1 \ 1200 \times 1200 = 34,56 \text{ kN/m}^2$$

$$K2 \ 1000 \times 1000 = 24 \text{ kN/m}^2$$

$$K3 \ 900 \times 900 = 19,44 \text{ kN/m}^2$$

$$K4 \ 850 \times 850 = 17,34 \text{ kN/m}^2$$

$$K5 \ 800 \times 800 = 15,36 \text{ kN/m}^2$$

Setelah berat satuan diketahui, maka selanjutnya dapat menghitung berat seismik efektif bangunan tiap lantai dengan menjumlahkan besar pelat lantai, balok, dan kolom yang terdapat pada lantai tersebut. Rumus yang digunakan:

$$\text{Pelat lantai} = \text{luas lantai} \times \text{berat satuan lantai}$$

$$\text{Balok} = \text{Total Panjang Balok} \times \text{berat satuan balok}$$

$$\text{Kolom} = \text{jumlah kolom} \times \text{tinggi lantai} \times \text{berat satuan kolom}$$

Sehingga hasil perhitungan dari rumus diatas untuk lantai satu adalah:

$$\text{Pelat lantai} = 42 \times 63 \times 5,75$$

$$= 12799,5 \text{ kN}$$

$$B1 = 1881,94 \times 15,84$$

$$= 29809,93 \text{ kN}$$

$$B4 = 184 \times 10,8$$

$$= 1987,2 \text{ kN}$$

$$BA1 = 800 \times 7,2$$

$$= 5760 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} K1 &= 65 \times 5,6 \times 34,56 \\ &= 12579,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K3 &= 24 \times 5,6 \times 19,44 \\ &= 2612,736 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat efektif (W1) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas, dengan total 65549.206 kN. Selanjutnya perhitungan untuk lantai dua adalah:

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= 30 \times 57 \times 5,75 \\ &= 9832,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B2 &= 726 \times 13,2 \\ &= 9583,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B5 &= 184 \times 9,18 \\ &= 1689,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BA2 &= 723 \times 5,88 \\ &= 4251,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K2 &= 57 \times 4,4 \times 24 \\ &= 6019,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K4 &= 23 \times 4,4 \times 17,34 \\ &= 1754,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat efektif (W2) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas, dengan total 33130.07 kN. Selanjutnya perhitungan untuk dak beton adalah:

$$\begin{aligned} \text{Pelat Lantai} &= 30 \times 57 \times 3,8 \\ &= 6498 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B3 &= 720 \times 11,4 \\ &= 8208 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B6 &= 135 \times 7,68 \\ &= 1036,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 BA3 &= 543 \times 4,68 \\
 &= 2541.24 \text{ kN} \\
 K3 &= 57 \times 4,4 \times 19,44 \\
 &= 4875,552 \text{ kN} \\
 K5 &= 23 \times 4,4 \times 15,36 \\
 &= 1554,432 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat efektif (W3) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas dengan total 24714.024 kN. Berat mati total (W) didapatkan dari penjumlahan W1, W2, W3 yaitu 123393.3 kN. Untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W \\
 &= 0.1477 \times 123393.3 \\
 &= 18224.03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### 3. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan menggunakan midas perlu untuk mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan cara:

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

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada gedung utama:

**Tabel 2.7 Rekapitulasi Beban Gempa**

Lantai	W <sub>x</sub> (kN)	H <sub>x</sub> (m)	W <sub>x</sub> *H <sub>x</sub> <sup>k</sup>	C <sub>vx</sub>	F <sub>x</sub> (kN)
3	24714.024	14	462733.76	0.347012	6323.9561
2	33130.07	10	426957.1471	0.32018	5835.0147
1	65549.206	5.6	443789.79	0.3328	6065.0581
Jumlah		29.6	1333480.69		18224.03

Setelah menemukan beban gempa, perlu menghitung pengaruh gempa horizontal dan vertikal dengan cara:

Pengaruh gempa horizontal ( $E_h$ ) =  $\rho \times Q$

Keterangan:  $\rho$  = faktor redudansi ( KDS D, E, F menggunakan  $\rho = 1,3$  )

$Q$  = pengaruh gaya gempa horizontal dari  $V$

$$\begin{aligned} E_h &= \rho \times Q \\ &= 1,3 \times 18224.03 \\ &= 23691.24 \end{aligned}$$

Pengaruh gempa vertikal ( $E_v$ ) =  $0,2 \times S_{ds} \times D$

Keterangan :  $D$  = dead load

$$\begin{aligned} E_v &= 0,2 \times 0,71 \times 5,75 \\ &= 0,8165 \end{aligned}$$

## 2.4.2 Pembebanan Gedung Penunjang

### 1. Efisien Respon Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respon seismik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{Ds}}{\frac{R}{I_e}} \\ &= \frac{0.731}{\frac{8}{1.5}} \\ &= 0.137 \end{aligned}$$

Jika  $T < T_L$  nilai  $C_s$  tidak perlu melebihi nilai dari:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,567}{0,5139 \left( \frac{8}{1,5} \right)} \\ &= 0.1198 \end{aligned}$$

Nilai  $C_s$  tidak boleh lebih kecil daripada  $C_{s \min}$  yaitu:

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 S_{DS} I_e \\ &= 0,044 \times 0.731 \times 1 \\ &= 0.048 \end{aligned}$$

Sehingga nilai  $C_s$  yang digunakan 0.1371



## 2. Berat Seismik Efektif Bangunan

Sebelum melakukan perhitungan rencana beban, perlu mengetahui berat seismik efektif pada bangunan. Untuk mengetahui berat seismik efektif bangunan tersebut perlu menghitung berat satuan atap, berat satuan lantai tipikal, berat satuan kolom dan balok.

### a. Berat Satuan Lantai Atap

Tebal pelat atap yang digunakan sebesar 130 mm, plafond dan MEP sebesar  $0,68 \text{ kN/m}^2$ . Untuk menghitung berat sendiri pelat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pelat} &= t \times \text{berat volume} \\ &= 0,13 \times 24 \\ &= 3,12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Data *Dead Load* merupakan penjumlahan dari data yang diketahui yaitu sebesar  $3,8 \text{ kN/m}^2$ . Untuk input pembebanan pada pemodelan dikurangi beban pelat sendiri sebesar  $3,12 \text{ kN/m}^2$ , sehingga dimasukkan data *Dead Load* sebesar  $0,68 \text{ kN/m}^2$ .

### d. Berat Satuan Lantai Tipikal

Diketahui tebal pelat lantai 130 mm, pasir 4 cm sebesar  $0,9 \text{ kN/m}^2$ , ubin dan spesi 5 cm sebesar  $1,05 \text{ kN/m}^2$ , Plafond dan MEP sebesar  $0,68 \text{ kN/m}^2$ . Perhitungan berat sendiri pelat lantai:

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pelat} &= t \times \text{berat volume} \\ &= 0,13 \times 24 \\ &= 3,12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Data *Dead Load* merupakan penjumlahan dari data yang diketahui yaitu sebesar  $5,75 \text{ kN/m}^2$ . Untuk input pembebanan pada pemodelan dikurangi beban pelat sendiri sebesar  $3,12 \text{ kN/m}^2$ , sehingga dimasukkan data *Dead Load* sebesar  $2,63 \text{ kN/m}^2$ .

### e. Berat Satuan Kolom dan Balok

Menentukan pembebanan balok dan kolom dengan rumus:

Balok = luas dimensi balok x berat jenis beton

Kolom = luas dimensi kolom x berat jenis beton.

Berikut merupakan data mengenai pembebanan balok dan kolom:

$$B1 \ 600 \times 300 = 600 \times 300 \times 24 = 4,32 \text{ kN/m}$$

$$B2 \ 550 \times 300 = 3,96 \text{ kN/m}^2$$

$$B3 \ 500 \times 250 = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$B4 \ 450 \times 250 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$B5 \ 800 \times 400 = 7,68 \text{ kN/m}^2$$

$$B6 \ 750 \times 400 = 7,2 \text{ kN/m}^2$$

$$B7 \ 700 \times 350 = 5,88 \text{ kN/m}^2$$

$$B8 \ 650 \times 350 = 5,46 \text{ kN/m}^2$$

$$BA1 \ 500 \times 300 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$BA2 \ 450 \times 250 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$BA3 \ 400 \times 200 = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$BA4 \ 650 \times 350 = 5,46 \text{ kN/m}^2$$

$$BA5 \ 600 \times 300 = 4,32 \text{ kN/m}^2$$

$$BA6 \ 550 \times 250 = 3,3 \text{ kN/m}^2$$

$$K1 \ 550 \times 550 = 7,26 \text{ kN/m}^2$$

$$K2 \ 500 \times 500 = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$K3 \ 450 \times 450 = 4,86 \text{ kN/m}^2$$

$$K4 \ 400 \times 400 = 3,84 \text{ kN/m}^2$$

$$K5 \ 600 \times 550 = 7,92 \text{ kN/m}^2$$

$$K6 \ 550 \times 500 = 6,6 \text{ kN/m}^2$$

$$K7 \ 550 \times 500 = 6,6 \text{ kN/m}^2$$

$$K8 \ 450 \times 400 = 4,32 \text{ kN/m}^2$$

Setelah berat satuan diketahui, maka selanjutnya dapat menghitung berat seismik efektif bangunan tiap lantai dengan menjumlahkan besar pelat lantai, balok, dan kolom yang terdapat pada lantai tersebut. Rumus yang digunakan:

Pelat lantai = luas lantai x berat satuan lantai

Balok = Total Panjang Balok x berat satuan balok

Kolom = jumlah kolom x tinggi lantai x berat satuan kolom

Sehingga hasil perhitungan dari rumus diatas untuk lantai satu adalah:

$$\text{Pelat lantai} = 32 \times 84 \times 5,75$$

$$= 15456 \text{ kN}$$

$$B1 = 2000 \times 4,32$$

$$= 8640 \text{ kN}$$

$$B5 = 60 \times 7,68$$

$$= 460,8 \text{ kN}$$

$$BA1 = 312 \times 3,6$$

$$= 1123,2 \text{ kN}$$

$$BA4 = 32 \times 5,46$$

$$= 174,72 \text{ kN}$$

$$K1 = 45 \times 4,4 \times 7,26$$

$$= 1437,48 \text{ kN}$$

$$K5 = 12 \times 4,4 \times 7,92$$

$$= 384,912 \text{ kN}$$

Berat efektif (W1) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas, dengan total 27677.112 kN. Selanjutnya perhitungan untuk lantai dua adalah:

$$\text{Pelat lantai} = 32 \times 84 \times 5,75$$

$$= 15456 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} B2 &= 992 \times 3,96 \\ &= 3928.32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B6 &= 30 \times 7,2 \\ &= 216 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BA2 &= 300 \times 2,7 \\ &= 810 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BA5 &= 32 \times 4,32 \\ &= 138.24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K2 &= 45 \times 4,4 \times 6 \\ &= 1188 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K6 &= 12 \times 4,4 \times 6,6 \\ &= 348,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat efektif (W2) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas, dengan total 22085.04 kN. Selanjutnya perhitungan untuk lantai 3 adalah:

$$\begin{aligned} \text{Pelat lantai} &= 32 \times 84 \times 5,75 \\ &= 15456 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B3 &= 936 \times 3 \\ &= 2808 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B7 &= 30 \times 5,88 \\ &= 176.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BA3 &= 330 \times 1,92 \\ &= 633.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BA6 &= 32 \times 3,3 \\ &= 105.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K3 &= 45 \times 4,4 \times 4,86 \\ &= 962,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K7 &= 12 \times 4,4 \times 6,6 \\ &= 348,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat efektif (W3) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas dengan total 20490.36 kN. Selanjutnya perhitungan untuk lantai 4 adalah:

$$\begin{aligned} \text{Pelat lantai} &= 32 \times 36 \times 5,75 \\ &= 6624 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B4} &= 464 \times 2,7 \\ &= 1252.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{B8} &= 30 \times 5,46 \\ &= 163.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BA3} &= 330 \times 1,92 \\ &= 633.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{K4} &= 28 \times 4,4 \times 3,84 \\ &= 473,088 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{K8} &= 10 \times 4,4 \times 4,32 \\ &= 190,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat efektif (W4) merupakan penjumlahan dari perhitungan diatas dengan total 9337.368 kN. Berat mati total (W) didapatkan dari penjumlahan W1, W2, W3, W4 yaitu 79589.88 kN. Untuk mengetahui gaya geser dasar (V) menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0.1371 \times 79589.88 \\ &= 10909.785 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4. Beban Gempa Metode Statik Ekuivalen

Melakukan pemodelan menggunakan midas perlu untuk mengetahui beban gempa metode statik ekuivalen dengan cara:

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

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Berikut merupakan rekapitulasi beban gempa pada gedung penunjang

**Tabel 2.8 Rekapitulasi Beban Gempa**

Lantai	W <sub>x</sub> (kN)	H <sub>x</sub> (m)	W <sub>x</sub> *H <sub>x</sub> <sup>k</sup>	C <sub>v<sub>x</sub></sub>	F <sub>x</sub> (kN)
4	9337.368	17.6	286491.9422	0.24055813	2624.437
3	20490.36	13.2	445950.0032	0.37444997	4085.1685
2	22085.04	8.8	296222.2982	0.24872840	2713.5733
1	27677.112	4.4	162282.5968	0.13626351	1486.6056
Jumlah			1190946.84		10909.785

Setelah menemukan beban gempa, perlu menghitung pengaruh gempa horizontal dan vertikal dengan cara:

Pengaruh gempa horizontal (E<sub>h</sub>) = ρ x Q

Keterangan: ρ = faktor redudansi (KDS D, E, F menggunakan ρ = 1,3 )

Q = pengaruh gaya gempa horizontal dari V

E<sub>h</sub> = ρ x Q

= 1,3 x 10909.785

= 14182.72

Pengaruh gempa vertikal (E<sub>v</sub>) = 0,2 x S<sub>ds</sub> x D

Keterangan : D = dead load

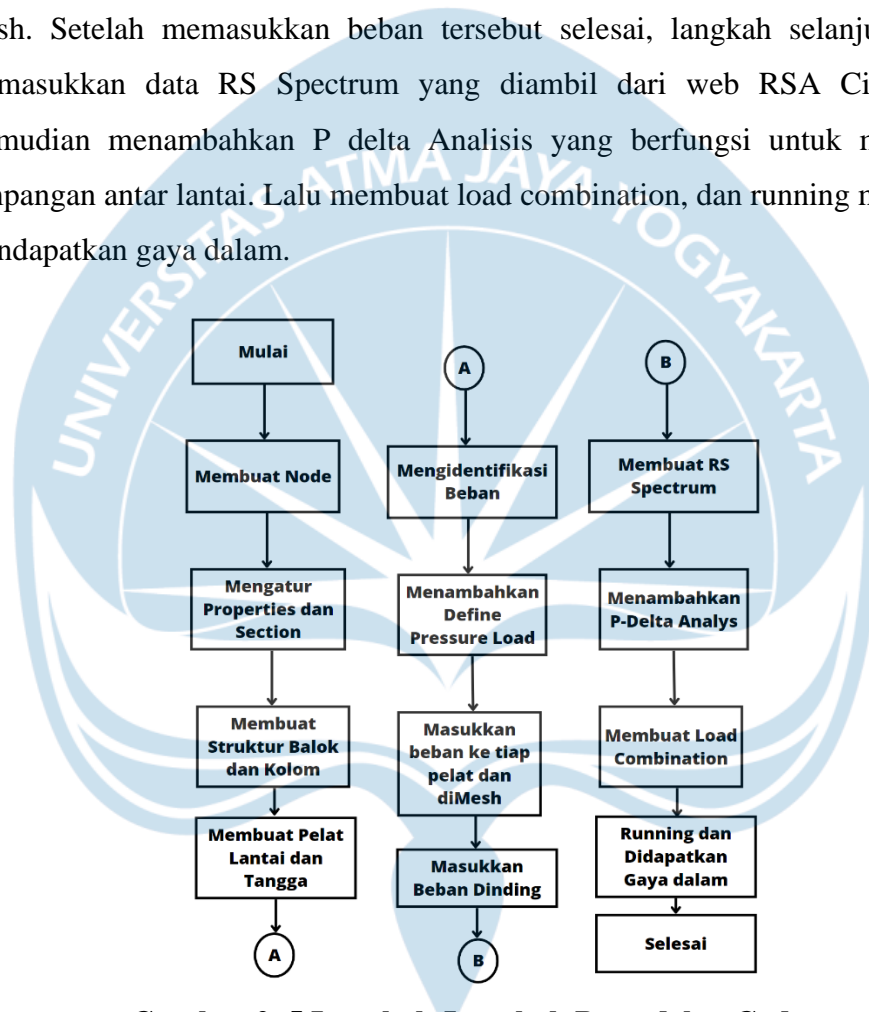
E<sub>v</sub> = 0,2 x 0,71 x 5,75

= 0,8165

## 2.5 Pemodelan Struktur

Pembuatan model struktur Fasilitas Pelatihan Kebencanaan dan Fasilitas Pendidikan Darurat di Yogyakarta menggunakan *software* Midas. Pada gambar 2.6 dibawah merupakan flowchart dari pemodelan struktur Fasilitas Pelatihan Kebencanaan dan Fasilitas Pendidikan Darurat di Yogyakarta. Langkah pertama

yaitu membuat node sesuai dengan denah yang sudah dibuat di autocad. Kemudian mengatur properties dan section sesuai dengan yang sudah ditentukan. Langkah selanjutnya yaitu membuat struktur balok, kolom, pelat lantai, dan tangga. Setelah pemodelan struktur selesai, langkah selanjutnya yaitu memasukkan jenis jenis beban kedalam midas. Menambahkan beban pelat lantai yang sudah ditentukan kedalam define pressure load, lalu memasukkan beban tadi ke pelat lantai dan di mesh. Setelah memasukkan beban tersebut selesai, langkah selanjutnya yaitu memasukkan data RS Spectrum yang diambil dari web RSA Cipta Karya. Kemudian menambahkan P delta Analisis yang berfungsi untuk menentukan simpangan antar lantai. Lalu membuat load combination, dan running midas untuk mendapatkan gaya dalam.



Gambar 2. 5 Langkah-Langkah Pemodelan Gedung

## 2.6 Intepretasi *Output* Pemodelan

Rekapitulasi dari pemodelan Fasilitas Pelatihan Kebencanaan dan Fasilitas Pendidikan Darurat adalah sebagai berikut:

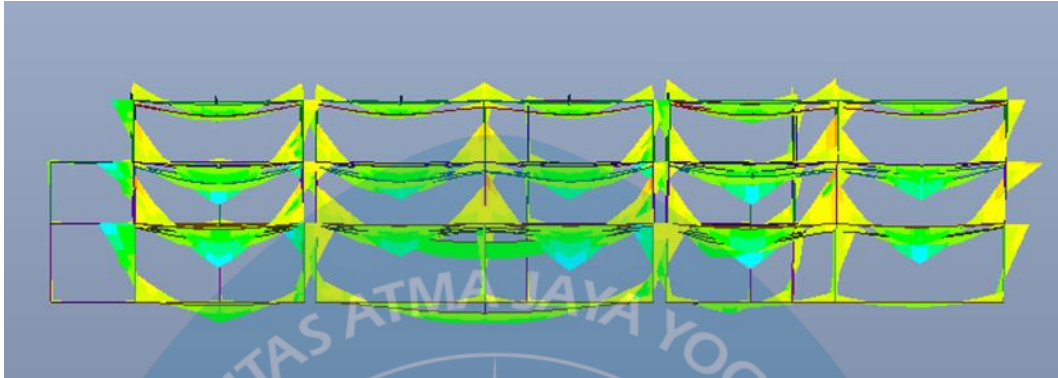
### 2.6.1 Pengambilan Gaya Dalam Balok

BMD (Bending Moment Diagram) adalah diagram sederhana yang menyajikan variasi momen – momen bending sepanjang suatu batang. Sedangkan SFD (Shear



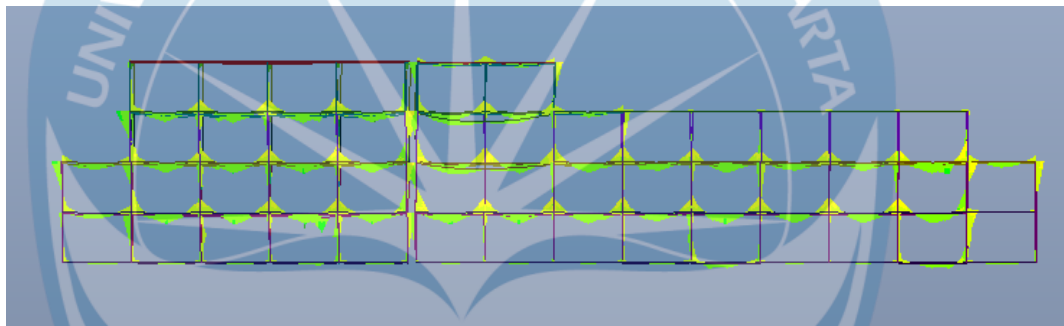
Force Diagram) adalah representasi grafis dari gaya geser yang bekerja pada suatu struktur. Berikut ini adalah bentuk BMD dan SFD dari bangunan yang dirancang:

1. BMD Balok bangunan utama dapat dilihat pada gambar 2.6:



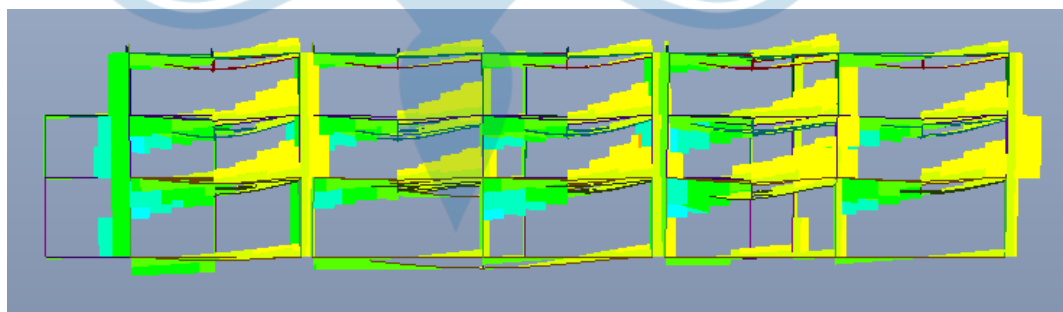
**Gambar 2.6 BMD**

2. BMD Balok bangunan penunjang dapat dilihat pada gambar 2.7:



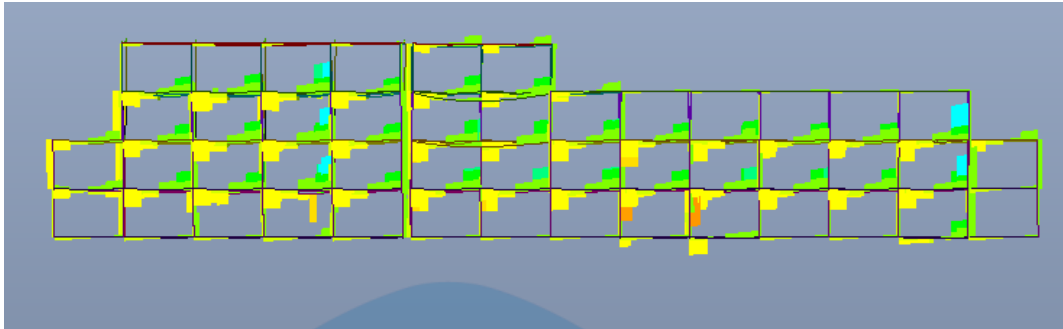
**Gambar 2.7 BMD**

3. SFD Balok bangunan utama dapat dilihat pada gambar 2.8:



**Gambar 2.8 SFD**

4. SFD Balok Bangunan Penunjang dapat dilihat pada gambar 2.9:

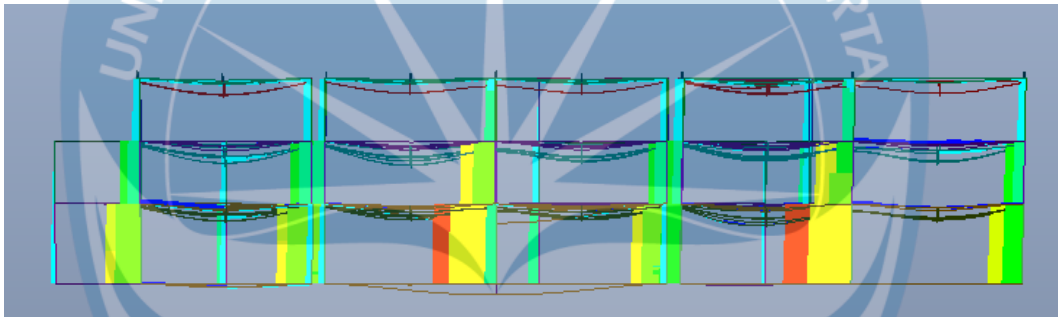


**Gambar 2.9 SFD**

### 2.6.2 Pengambilan Gaya Dalam Kolom

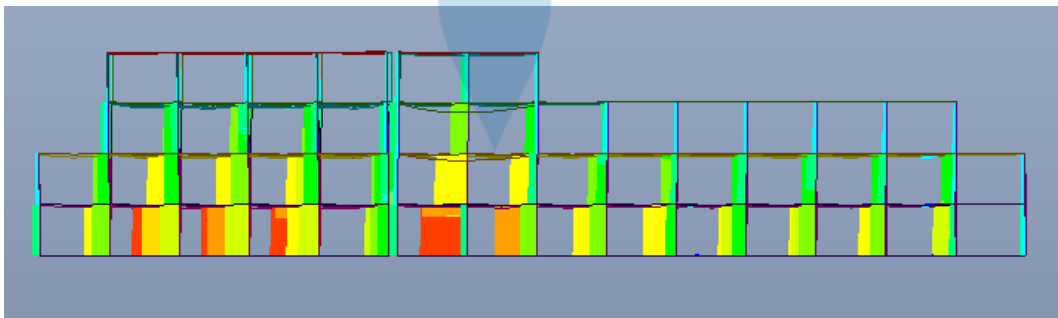
Aksial force kolom adalah gaya aksial yang bekerja sepanjang sumbu Panjang pada kolom, yaitu gaya yang bekerja sejajar dengan sumbu utama kolom.

1. Aksial Force Kolom Bangunan Utama dapat dilihat pada gambar 2.10:



**Gambar 2.10 Axial Force Kolom**

2. Aksial Force Kolom Bangunan Penunjang dapat dilihat pada gambar 2.11:



**Gambar 2.11 Axial Force Kolom**

### 2.6.3 Simpangan Antar Lantai

Bangunan Utama menggunakan jenis struktur beton SRPMK, dengan desain *force deflection* dapat dilihat pada *deformation* (midas), sehingga didapatkan tabel perpindahan gaya pada bangunan utama yang ditunjukkan pada Tabel 2.7 untuk perpindahan gaya menghadap sumbu x dan Tabel 2.8 untuk perpindahan gaya menghadap sumbu y. pada bangunan utama didapatkan tabel perpindahan gaya yang ditunjukkan pada tabel 2.9 untuk sumbu x dan 2.10 untuk sumbu y.

**Tabel 2.9 Force Deflection Utama Sumbu X**

Sumbu X
Average Displacement (m)
0.0148
0.008
0.0001

**Tabel 2.10 Force Deflection Utama Sumbu Y**

Sumbu Y
Average Displacement (m)
0.0108
0.0061
0.0001

**Tabel 2.11 Force Deflection Penunjang Sumbu X**

Sumbu X
Average Displacement (m)
0.0167
0.0111
0.0057
0

**Tabel 2.12 Force Deflection Penunjang Sumbu Y**

Sumbu Y
Average Displacement (m)
0.0161
0.0101
0.005

Lanjutan Tabel 2.12 Force Deflection Penunjang Sumbu Y

0

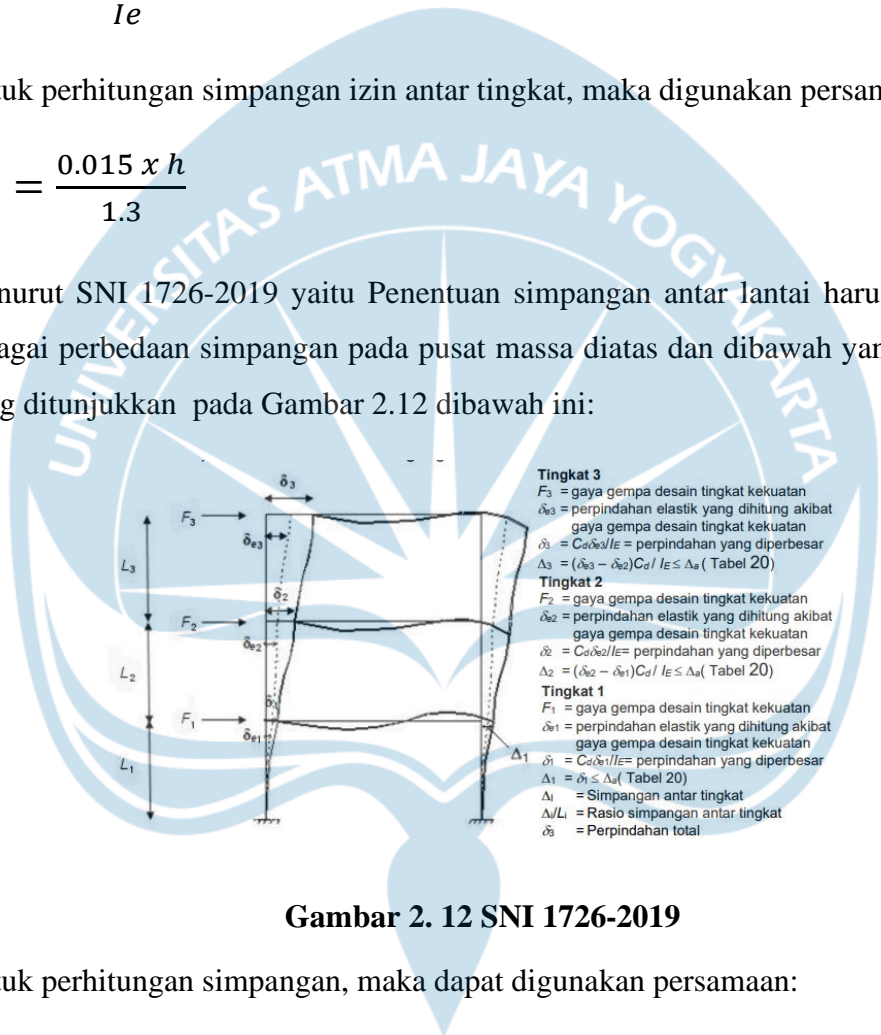
Untuk menghitung pusat massa ditingkat x, maka menggunakan persamaan:

$$\delta x = \frac{Cd \times \delta xe}{Ie}$$

Untuk perhitungan simpangan izin antar tingkat, maka digunakan persamaan:

$$\frac{\Delta a}{\rho} = \frac{0.015 \times h}{1.3}$$

Menurut SNI 1726-2019 yaitu Penentuan simpangan antar lantai harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa diatas dan dibawah yang ditinjau yang ditunjukkan pada Gambar 2.12 dibawah ini:



Gambar 2. 12 SNI 1726-2019

Untuk perhitungan simpangan, maka dapat digunakan persamaan:

$$\Delta = \delta x_i - \delta x(i - 1)$$

Sehingga, perhitungan untuk simpangan antar lantai disajikan dalam tabel sebagai berikut pada bangunan utama didapatkan hasil perhitungan yang ditunjukkan pada Tabel 2.11 untuk sumbu x dan Tabel 2.12 untuk sumbu Y dan untuk bangunan penunjang didapatkan hasil perhitungan simpangan antar lantai yang ditunjukkan pada tabel 2.13 untuk sumbu x dan 2.14 untuk sumbu y:

**Tabel 2.13 Perhitungan Utama Sumbu X**

Sumbu X							
Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Displacement (m)	Average Displacement (mm)	story drift x	Simpangan Lantai	simpangan izin
3F	4.4	4400	0.0148	14.8	81.4	37.4	50.76923077
2F	0	4400	0.008	8	44	43.45	50.76923077
1F	-5.6	5600	0.0001	0.1	0.55	0.55	64.61538462

**Tabel 2.14 Perhitungan Utama Sumbu Y**

Sumbu Y							
Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Displacement (m)	Average Displacement (mm)	story drift x	Simpangan Lantai	simpangan izin
3F	4.4	4400	0.0108	10.8	59.4	25.85	50.76923077
2F	0	4400	0.0061	6.1	33.55	33	50.76923077
1F	-5.6	5600	0.0001	0.1	0.55	0.55	64.61538462

**Tabel 2.15 Perhitungan Penunjang Sumbu X**

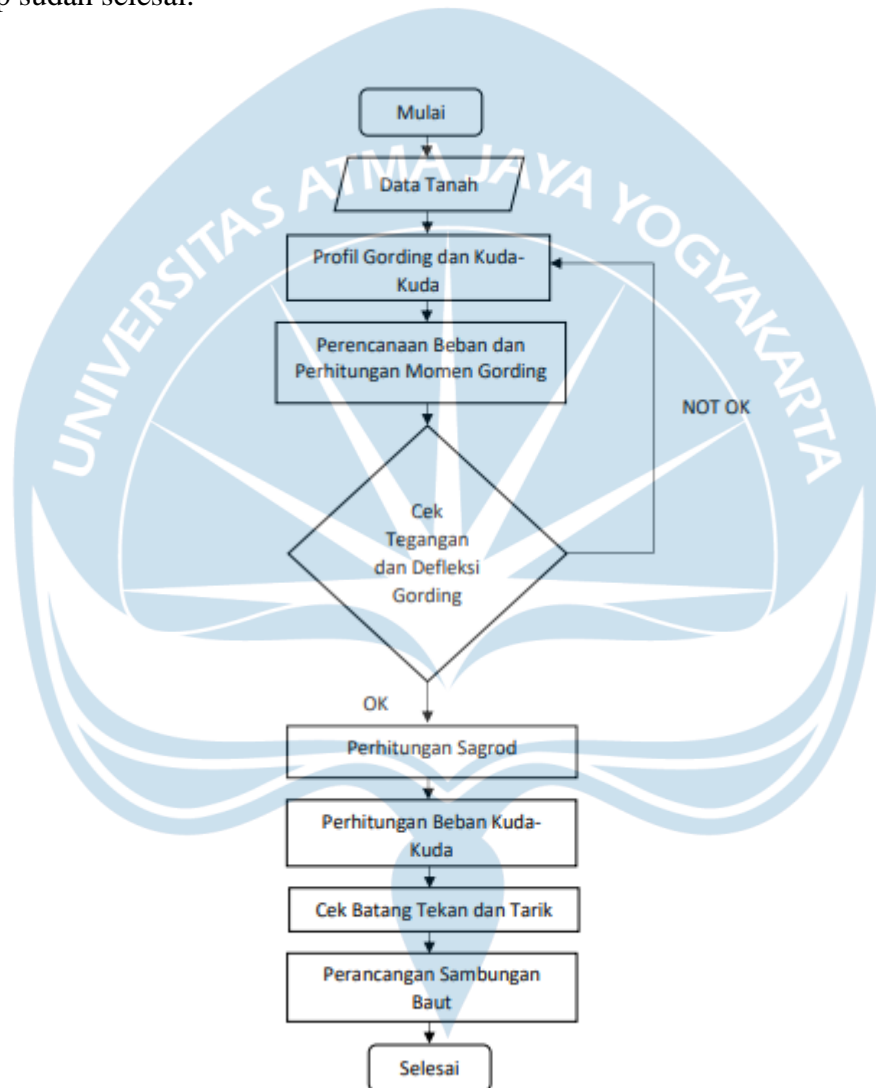
Sumbu X							
Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Displacement (m)	Average Displacement (mm)	story drift x	Simpangan Lantai	simpangan izin
3F	4.4	4400	0.0167	16.7	91.85	30.8	50.76923077
2F	0	4400	0.0111	11.1	61.05	29.7	50.76923077
1F	-5.6	5600	0.0057	5.7	31.35	31.35	64.61538462
1F	-4.6	5600	0	0	0	0	64.61538462

**Tabel 2.16 Perhitungan Penunjang Sumbu Y**

Sumbu Y							
Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Displacement (m)	Average Displacement (mm)	story drift x	Simpangan Lantai	simpangan izin
3F	4.4	4400	0.0161	16.1	88.55	33	50.76923077
2F	0	4400	0.0101	10.1	55.55	28.05	50.76923077
1F	-5.6	5600	0.005	5	27.5	27.5	64.61538462
1F	-4.6	5600	0	0	0	0	64.61538462

## 2.7 Perancangan Struktur Atap

Perancangan stuktur atap dapat dilihat melalui Gambar 2.13 dengan menentukan dimensi atap terlebih dahulu kemudian merencanakan gording, setelah itu tentukan sagrod dan mulai melakukan perencanaan kuda – kuda atap setalh itu lakukan pendesaian da perencanaan sambungan kuda -kuda makan perancangan struktur atap sudah selesai.



**Gambar 2. 13 Flowchart Struktur atap**

### 2.7.1 Perencanaan Gording

Perencanaan atap akan diawali dengan merencanakan gording yang akan digunakan pada bangunan fasilitas kebencanaan dan fasilitas pendidikan ini. Fasilitas ini memiliki 2 gedung dengan jenis atap yang akan digunakan pada

perencanaan ini adalah atap pelana dan atap limas dengan profil kanal C kami menentukan profil C dengan menggunakan cara trial and error dari setiap dimensi yang ada pada SNI.

### 2.7.1.1 Atap Gedung Utama

#### a. Atap bentang 12m

Pada perencanaan atap gedung utama dengan bentang 12 meter memiliki data sebagai berikut

Diketahui:

Jarak antar gording	: 1,5 meter
Jarak antar kuda-kuda	: 6 meter
Massa atap bitumen	: 11 kg/m <sup>2</sup>
Massa plafon	: 20 kg
Beban gording	: 4,5 kg/m
Fy	: 240 Mpa
E	: 200000 Mpa
Massa Kuda-kuda	: 50 kg
$\alpha_1$	: 35°

Dalam perencanaan atap gedung utama bentang 12 meter, penulis memilih profil kanal C 150x65x20 dengan ketebalan 2,5

#### 1. Beban Gording

Perhitungan beban gording mencakup beban sendiri, berat atao dan berat *plafon* sehingga akan didapatkannya DL (Dead Load) rencana momen gording. Berat sendiri diambil sebesar 4,5 kg/m. Perhitungan berat atap dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\text{Berat atap} &= (\text{jarak antar gording}/\cos a) \times \text{berat atap} \\ &= (1,5/\cos 35^\circ) \times 0,108\end{aligned}$$



$$= 0,198 \text{ Kn}$$

Perhitungan berat *plafon* dihitung dengan menggunakan rumus

Berat Plafond = jarak antar gording x berat plafond

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

$$= 0,300 \text{ Kn}$$

Pehitungan *dead load* (DL) rencana gording menggunakan rumus:

Dead Load (DL)= berat sendiri + berat atap + berat *plafond*

$$= 0,0596 + 0,198 + 0,300$$

$$= 0,557 \text{ Kn}$$

## 2. Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording yang mengandung aeah sumbu 2 dan arah sumbu 3. beban gording arah sumbu 2 pada atap plana gedung utama bentang 12 m menggunakan rumus:

$$M_{2,D} = 1/8 q \sin \alpha (L/2)^2 \times (L/3)^2$$

$$= 1/8 \times 0,557 \sin 35 (6000 / 2)^2 \times (6000 / 3)^2$$

$$= 159779.159 \text{ Nmm}$$

$$M_{2,L} = 1/4 P \sin \alpha (L/3)$$

$$= 1/4 \times 1000 \times \sin 35 \times (6000 / 3)$$

$$= 286788.2182 \text{ Nmm}$$

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

$$= 1,4 \times 159779.159$$

$$= 223690.823 \text{ Nmm}$$

$$M_{2,U} = (1,2 \times M_{2,D}) + (1,6 \times M_{2,L})$$

$$= (1,2 \times 223690.823) + (1,6 \times 286788.2182)$$

$$= 650596.140 \text{ Nmm}$$

Maka, dipilih M2,U yang paling besar yaitu 650596.140 Nmm

Beban gording arah sumbu 3 atap plana bentang 12 m gedung utama:

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

$$= 1/8 \times 0.557 \times \cos 35 \times 6000^2$$

$$= 2053694.588 \text{ Nmm}$$

$$M_{3,L} = 1/4 P \cos \alpha \times L$$

$$= 1/4 \times 1000 \times \cos 35 \times 6000$$

$$= 1228728.066 \text{ Nmm}$$

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

$$= 1,4 \times 2053694.588$$

$$= 2875172.423 \text{ Nmm}$$

$$M_{3,U} = (1,2 \times M_{3,D}) + (1,6 \times M_{3,L})$$

$$= (1,2 \times 2875172.423) + (1,6 \times 1228728.066)$$

$$= 4430398.412 \text{ Nmm}$$

Maka, dipilih M3,U yang paling besar yaitu 4430398.412 Nmm

### 3. Cek tegangan pada profil C 150 x 65 x 20 ketebalan 2,5

Perhitungan tegangan dengan menggunakan rumus seperti berikut:

$$fb = M_{3,U} / \phi W_3 + M_{2,U} / \phi W_2 \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

$$fb = (4430398.412 / 0.9 \times 35600) + (650596.140 / 0.9 \times 10000)$$

$$= 210.57 < 240 \text{ (aman), maka dengan profil C aman digunakan atap plana}$$

di gedung bangunan utama bentang 12 meter aman.

### 4. Cek Defleksi Gording

Perhitungan defleksi gording menggunakan rumus seperti berikut:

$$\begin{aligned}\delta_2 &= (5/384) \times ((q \cos \alpha L^4)/EI) + (1/48) \times ((P \cos \alpha L^3)/EI) \\ &= (5/384) \times ((0.557 \times \cos 35 \times 6000^4) / 200000 \times 2370000) + (1/48) \times \\ &((1000 \times \cos 35 \times 6000^3) / (200000 \times 2370000)) \\ &= 21.32497922\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= (5/384) \times ((q \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^4 + (1/48) \times ((P \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^3 \\ &= (5/384) \times ((0.557 \times \sin 35 \times 6000^4) / 200000 \times 440000) \times ((6000/3)^4) \\ &+ (1/48) \times ((1000 \times \sin 35 \times 6000^3) / 200000 \times 440000) \times \\ &(6000/3)^3 \\ &= 1.842849118\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \sqrt{(\delta_3^2 + \delta_2^2)} \leq 1/240 L \\ &= \sqrt{(1.842849118^2 + 21.32497922^2)} \leq 1/(240 \times 6000) \\ &= 21.404 \leq 25\end{aligned}$$

Karena defleksi gording 21.404 mm  $\leq$  25 mm maka defleksi gording pada atap bangunan utama bentang 12 meter aman.

#### **b. Atap Bentang 21 m**

Pada perencanaan atap gedung utama dengan bentang 21 meter memiliki data sebagai berikut.

Diketahui:

Jarak antar Gording: 1,5 m

Sudut kemiringan: 35°

Jarak antar kuda kuda (L): 6 m

Massa atap Bitumen: 11 kg/m<sup>2</sup>

Massa Plafon: 20kg

berat gording: 4,5 kg/m

fy baja: 240 Mpa

E (modulus): 200000 Mpa

Massa Kuda kuda: 50kg

Dalam perencanaan atap gedung utama bentang 21 meter, penulis memilih profil kanal C 150 x 65 x 20 dengan ketebalan 2,8

### 1. Beban Gording

Perhitungan beban gording mencakup beban sendiri, berat atao dan berat plafon sehingga akan didapatkannya DL (Dead Load) rencana momen gording. Berat sendiri diambil sebesar 4,5 kg/m. Perhitungan berat atap dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\text{Berat atap} &= (\text{jarak antar gording}/\cos a) \times \text{berat atap} \\ &= (1,5/\cos 35^\circ) \times 0,108 \\ &= 0,198 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Perhitungan berat *plafon* dihitung dengan menggunakan rumus

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\ &= 1,2 \times 0,2 \\ &= 0,300 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Pehitungan *dead load* (DL) rencana gording menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\text{Dead Load (DL)} &= \text{berat sendiri} + \text{berat atap} + \text{berat } \textit{plafond} \\ &= 0,0596 + 0,198 + 0,300 \\ &= 0,557 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Sedangkan beban hidup yang diambil sebesar 1 KN

### 2. Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording yang mengandung arah sumbu 2 dan arah sumbu 3. beban gording arah sumbu 2 pada atap limas gedung utama bentang 21 m menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
 M_{2,D} &= 1/8 q \sin \alpha (L/2)^2 \times (L/3)^2 \\
 &= 1/8 \times 0.557 \sin 35 (6000 / 2)^2 \times (6000 / 3)^2 \\
 &= 159779.159 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,L} &= 1/4 P \sin \alpha (L/3) \\
 &= 1/4 \times 1000 \times \sin 35 \times (6000 / 3) \\
 &= 286788.2182 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,U} &= 1,4 \times M_{2,D} \\
 &= 1,4 \times 159779.159 \\
 &= 223690.823 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{2,U} &= (1,2 \times M_{2,D}) + (1,6 \times M_{2,L}) \\
 &= (1,2 \times 223690.823) + (1,6 \times 286788.2182) \\
 &= 650596.140 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Maka, dipilih  $M_{2,U}$  yang paling besar yaitu 650596.140 Nmm

$$\begin{aligned}
 M_{3,D} &= 1/8 q \cos \alpha L^2 \\
 &= 1/8 \times 0.557 \times \cos 35 \times 6000^2 \\
 &= 2053694.588 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,L} &= 1/4 P \cos \alpha \times L \\
 &= 1/4 \times 1000 \times \cos 35 \times 6000 \\
 &= 1228728.066 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{3,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\
 &= 1,4 \times 2053694.588 \\
 &= 2875172.423 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_{3,U} = (1,2 \times M_{3,D}) + (1,6 \times M_{3,L})$$

$$= (1,2 \times 2875172.423) + (1,6 \times 1228728.066)$$

$$= 4430398.412 \text{ Nmm}$$

Maka, dipilih M3,U yang paling besar yaitu 4430398.412 Nmm

### 3. Cek Tegangan pada profil C150x65x20 thickness 28mm

$$f_b = M_{3,U} / W_3 + M_{2,U} / W_2 \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

$$f_b = (4430398.412 / 0.9 \times 39400) + (650596.140 / 0.9 \times 11000)$$

$$f_b = 190,66 < 240 \text{ (aman)}$$

### 4. Cek Defleksi Gording

Perhitungan defleksi gording menggunakan rumus seperti berikut:

$$\delta_2 = (5/384) \times ((q \cos \alpha L^4)/EI) + (1/48) \times ((P \cos \alpha L^3)/EI)$$

$$= (5/384) \times ((0.557 \times \cos 35 \times 6000^4) / 200000 \times 2950000) + (1/48) \times ((1000 \times \cos 35 \times 6000^3) / (200000 \times 2950000))$$

$$= 19,30091$$

$$\delta_3 = (5/384) \times ((q \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^4 + (1/48) \times ((P \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^3$$

$$= (5/384) \times ((0.557 \times \sin 35 \times 6000^4) / 200000 \times 480000) \times ((6000/3)^4) + (1/48) \times ((1000 \times \sin 35 \times 6000^3) / 200000 \times 480000) \times (6000/3)^3$$

$$= 1,689278$$

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

$$= \sqrt{(1,689278^2 + 19,30091^2)} \leq 1/(240 \times 6000)$$

$$= 19,375 \leq 25$$

Karena defleksi gording 19,375 mm  $\leq$  25 mm maka defleksi gording pada atap bangunan utama bentang 21 meter aman.

#### c. Atap Bentang 24 meter

Pada perencanaan atap gedung utama dengan bentang 24 meter memiliki data sebagai berikut

Diketahui:

Jarak antar Gording: 1,5 m

Sudut kemiringan: 35

Jarak antar kuda kuda (L): 6m

Massa atap Bitumen: 11 kg/m<sup>2</sup>

Massa Plafon: 20kg

berat gording: 4,5 kg/m

fy baja: 240 Mpa

E (modulus): 200000 Mpa

Massa Kuda kuda: 50kg

Dalam perencanaan atap gedung utama bentang 24 meter, penulis memilih profil kanal C 150 x 65 x 20 dengan ketebalan 2,8

### 1. Beban Gording

Perhitungan beban gording mencakup beban sendiri, berat atao dan berat plafon sehingga akan didapatkannya DL (Dead Load) rencana momen gording. Berat sendiri diambil sebesar 4,5 kg/m. Perhitungan berat atap dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\text{Berat atap} &= (\text{jarak antar gording}/\cos a) \times \text{berat atap} \\ &= (1,5/\cos 35^\circ) \times 0,108 \\ &= 0,198 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Perhitungan berat *plafon* dihitung dengan menggunakan rumus

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\ &= 1,2 \times 0,2\end{aligned}$$

$$= 0,300 \text{ Kn}$$

Pehitungan *dead load* (DL) rencana gording menggunakan rumus:

Dead Load (DL)= berat sendiri + berat atap + berat *plafond*

$$= 0,0596 + 0,198 + 0,300$$

$$= 0,557 \text{ Kn}$$

Sedangkan beban hidup yang diambil sebesar 1 KN

## 2. Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording yang mengandung aeah sumbu 2 dan arah sumbu 3. beban gording arah sumbu 2 pada atap plana gedung utama bentang 24 m menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= 1/8 q \sin \alpha (L/2)^2 \times (L/3)^2 \\ &= 1/8 \times 0.557 \sin 35 (6000 / 2)^2 \times (6000 / 3)^2 \\ &= 159779.159 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} &= 1/4 P \sin \alpha (L/3) \\ &= 1/4 \times 1000 \times \sin 35 \times (6000 / 3) \\ &= 286788.2182 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 \times M_{2,D} \\ &= 1,4 \times 159779.159 \\ &= 223690.823 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= (1,2 \times M_{2,D} ) + (1,6 \times M_{2,L} ) \\ &= (1,2 \times 223690.823) + (1,6 \times 286788.2182) \\ &= 650596.140 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Maka, dipilih  $M_{2,U}$  yang paling besar yaitu 650596.140 Nmm

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



$$= 1/8 \times 0.557 \times \cos 35 \times 6000^2$$

$$= 2053694.588 \text{ Nmm}$$

$$M_{3,L} = 1/4 P \cos \alpha \times L$$

$$= 1/4 \times 1000 \times \cos 35 \times 6000$$

$$= 1228728.066 \text{ Nmm}$$

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

$$= 1,4 \times 2053694.588$$

$$= 2875172.423 \text{ Nmm}$$

$$M_{3,U} = (1,2 \times M_{3,D}) + (1,6 \times M_{3,L})$$

$$= (1,2 \times 2875172.423) + (1,6 \times 1228728.066)$$

$$= 4430398.412 \text{ Nmm}$$

Maka, dipilih  $M_{3,U}$  yang paling besar yaitu 4430398.412 Nmm

### 3. Cek Tegangan pada profil C150x65x20 thickness 28mm

$$f_b = M_{3,U} / W_3 + M_{2,U} / W_2 \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

$$f_b = (4430398.412 / 0.9 \times 39400) + (650596.140 / 0.9 \times 11000)$$

$$f_b = 190,66 < 240 \text{ (aman)}$$

### 4. Cek Defleksi Gording

Perhitungan defleksi gording menggunakan rumus seperti berikut:

$$\delta_2 = (5/384) \times ((q \cos \alpha L^4)/EI) + (1/48) \times ((P \cos \alpha L^3)/EI)$$

$$= (5/384) \times ((0.557 \times \cos 35 \times 6000^4) / 200000 \times 2950000) + (1/48) \times$$

$$((1000 \times \cos 35 \times 6000^3) / (200000 \times 2950000))$$

$$= 19,30091$$

$$\delta_3 = (5/384) \times ((q \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^4 + (1/48) \times ((P \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^3$$

$$\begin{aligned}
&= (5/384) \times ((0.557 \times \sin 35 \times 6000^4) / 200000 \times 480000) \times ((6000/3)^4) \\
&+ (1/48) \times ((1000 \times \sin 35 \times 6000^3) / 200000 \times 480000) \times (6000/3)^3 \\
&= 1,689278
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\delta &= \sqrt{(\delta_3^2 + \delta_2^2)} && \leq 1/240 L \\
&= \sqrt{(1,689278^2 + 19,30091^2)} && \leq 1/(240 \times 6000) \\
&= 19,375 && \leq 25
\end{aligned}$$

Karena defleksi gording 19,375 mm  $\leq$  25 mm maka defleksi gording pada atap bangunan utama bentang 24 meter aman.

### **Atap Gedung Penunjang**

#### **a. Atap Bentang 24 meter, Jarak Kuda Kuda 6 m**

Pada perencanaan atap gedung utama dengan bentang 24 meter dengan jarak kuda-kuda 6 meter memiliki data sebagai berikut

Diketahui:

Jarak antar Gording: 1,5 m

Sudut kemiringan: 35

Jarak antar kuda-kuda (L): 6m

Massa atap Bitumen: 11 kg/m<sup>2</sup>

Massa Plafon: 20kg

berat gording: 4,5 kg/m

fy baja: 240 Mpa

E (modulus): 200000 Mpa

Massa Kuda-kuda: 50kg

Dalam perencanaan atap gedung penunjang bentang 24 meter, penulis memilih profil kanal C 150 x 65 x 20 dengan ketebalan 2,8

### **1. Beban Gording**

Perhitungan beban gording mencakup beban sendiri, berat atao dan berat plafon sehingga akan didapatkannya DL (Dead Load) rencana momen gording. Berat sendiri diambil sebesar 4,5 kg/m. Perhitungan berat atap dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \text{Berat atap} &= (\text{jarak antar gording}/\cos a) \times \text{berat atap} \\ &= (1,5/\cos 35^\circ) \times 0,108 \\ &= 0,198 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Perhitungan berat *plafon* dihitung dengan menggunakan rumus

$$\begin{aligned} \text{Berat Plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\ &= 1,2 \times 0,2 \\ &= 0,300 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Pehitungan *dead load* (DL) rencana gording menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \text{Dead Load (DL)} &= \text{berat sendiri} + \text{berat atap} + \text{berat } \textit{plafond} \\ &= 0,0596 + 0,198 + 0,300 \\ &= 0,557 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Sedangkan beban hidup yang diambil sebesar 1 KN

## 2. Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording yang mengandung aeah sumbu 2 dan arah sumbu 3. beban gording arah sumbu 2 pada atap plana gedung utama bentang 24 m menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= 1/8 q \sin \alpha (L/2)^2 \times (L/3)^2 \\ &= 1/8 \times 0,557 \sin 35 (6000 / 2)^2 \times (6000 / 3)^2 \\ &= 159779.159 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} &= 1/4 P \sin \alpha (L/3) \\ &= 1/4 \times 1000 \times \sin 35 \times (6000 / 3) \end{aligned}$$

$$= 286788.2182 \text{ Nmm}$$

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

$$= 1,4 \times 159779.159$$

$$= 223690.823 \text{ Nmm}$$

$$M_{2,U} = (1,2 \times M_{2,D}) + (1,6 \times M_{2,L})$$

$$= (1,2 \times 223690.823) + (1,6 \times 286788.2182)$$

$$= 650596.140 \text{ Nmm}$$

Maka, dipilih  $M_{2,U}$  yang paling besar yaitu 650596.140

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

$$= 1/8 \times 0.557 \times \cos 35 \times 6000^2$$

$$= 2053694.588 \text{ Nmm}$$

$$M_{3,L} = 1/4 P \cos \alpha \times L$$

$$= 1/4 \times 1000 \times \cos 35 \times 6000$$

$$= 1228728.066 \text{ Nmm}$$

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

$$= 1,4 \times 2053694.588$$

$$= 2875172.423 \text{ Nmm}$$

$$M_{3,U} = (1,2 \times M_{3,D}) + (1,6 \times M_{3,L})$$

$$= (1,2 \times 2875172.423) + (1,6 \times 1228728.066)$$

$$= 4430398.412 \text{ Nmm}$$

Maka, dipilih  $M_{3,U}$  yang paling besar yaitu 4430398.412

### 3. Cek Tegangan pada profil C150x65x20 thickness 28mm

$$f_b = M_{3,U} \phi W_3 + M_{2,U} \phi W_2 \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

$$f_b = (4430398.412/0.9 \times 39400) + (650596.140 / 0.9 \times 11000)$$

$$f_b = 190,66 < 240 \text{ (aman)}$$

#### 4. Cek Defleksi Gording

Perhitungan defleksi gording menggunakan rumus seperti berikut:

$$\begin{aligned} \delta_2 &= (5/384) \times ((q \cos \alpha L^4)/EI) + (1/48) \times ((P \cos \alpha L^3)/EI) \\ &= (5/384) \times ((0.557 \times \cos 35 \times 6000^4) / 200000 \times 2950000) + (1/48) \times \\ &((1000 \times \cos 35 \times 6000^3) / (200000 \times 2950000)) \\ &= 19,30091 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= (5/384) \times ((q \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^4 + (1/48) \times ((P \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^3 \\ &= (5/384) \times ((0.557 \times \sin 35 \times 6000^4) / 200000 \times 480000) \times ((6000/3)^4) \\ &+ (1/48) \times ((1000 \times \sin 35 \times 6000^3) / 200000 \times 480000) \times (6000/3)^3 \\ &= 1,689278 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{(\delta_3^2 + \delta_2^2)} \leq 1/240 L \\ &= \sqrt{(1,689278^2 + 19,30091^2)} \leq 1/(240 \times 6000) \\ &= 19,375 \leq 25 \end{aligned}$$

Karena defleksi gording  $19,375 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$  maka defleksi gording pada atap bangunan penunjang bentang 24 meter jarak 6 m aman.

#### b. Atap bentang 24 meter, Jarak Kuda Kuda 6,4 m

Pada perencanaan atap gedung utama dengan bentang 24 meter dengan jarak kuda - kuda 6 meter memiliki data sebagai berikut

Diketahui:

Jarak antar Gording: 1,5 m

Sudut kemiringan: 35

Jarak antar kuda kuda (L): 6,4m

Massa atap Bitumen:  $11 \text{ kg/m}^2$

Massa Plafon: 20kg

berat gording: 4,5 kg/m

fy baja: 240 Mpa

E (modulus): 200000 Mpa

Massa Kuda kuda: 50kg

Dalam perencanaan atap gedung penunjang bentang 24 meter, penulis memilih profil kanal C 150 x 65 x 20 dengan ketebalan 2,8

### 1. Beban Gording

Perhitungan beban gording mencakup beban sendiri, berat atao dan berat plafon sehingga akan didapatkannya DL (Dead Load) rencana momen gording. Berat sendiri diambil sebesar 4,5 kg/m. Perhitungan berat atap dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\text{Berat atap} &= (\text{jarak antar gording}/\cos a) \times \text{berat atap} \\ &= (1,5/\cos 35^\circ) \times 0,108 \\ &= 0,198 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Perhitungan berat *plafon* dihitung dengan menggunakan rumus

$$\begin{aligned}\text{Berat Plafond} &= \text{jarak antar gording} \times \text{berat plafond} \\ &= 1,2 \times 0,2 \\ &= 0,300 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Pehitungan *dead load* (DL) rencana gording menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\text{Dead Load (DL)} &= \text{berat sendiri} + \text{berat atap} + \text{berat } \textit{plafond} \\ &= 0,0596 + 0,198 + 0,300 \\ &= 0,557 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Sedangkan beban hidup yang diambil sebesar 1 KN

### 2. Rencana Momen Gording

Perhitungan rencana momen gording yang mengandung arah sumbu 2 dan arah sumbu 3. beban gording arah sumbu 2 pada atap plana gedung utama bentang 24 m menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} M_{2,D} &= 1/8 q \sin \alpha (L/2)^2 \times (L/3)^2 \\ &= 1/8 \times 0.557 \sin 35 (6400 / 2)^2 \times (6400 / 3)^2 \\ &= 181793.177 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,L} &= 1/4 P \sin \alpha (L/3) \\ &= 1/4 \times 1000 \times \sin 35 \times (6400 / 3) \\ &= 3035907.4327 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= 1,4 \times M_{2,D} \\ &= 1,4 \times 181793.177 \\ &= 254510.447 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2,U} &= (1,2 \times M_{2,D}) + (1,6 \times M_{2,L}) \\ &= (1,2 \times 181793.177) + (1,6 \times 254510.447) \\ &= 707603.704 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Maka, dipilih  $M_{2,U}$  yang paling besar yaitu 707603.704

$$\begin{aligned} M_{3,D} &= 1/8 q \cos \alpha L^2 \\ &= 1/8 \times 0.557 \times \cos 35 \times 6400^2 \\ &= 2336648.065 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,L} &= 1/4 P \cos \alpha \times L \\ &= 1/4 \times 1000 \times \cos 35 \times 6400 \\ &= 1310643.271 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{3,U} &= 1,4 \times M_{3,D} \\ &= 1,4 \times 2336648.065 \end{aligned}$$

$$= 3271307.291 \text{ Nmm}$$

$$M_{3,U} = (1,2 \times M_{3,D}) + (1,6 \times M_{3,L})$$

$$= (1,2 \times 2336648.065) + (1,6 \times 1310643.271)$$

$$= 4901006.911 \text{ Nmm}$$

Maka, dipilih  $M_{3,U}$  yang paling besar yaitu 4901006.911 Nmm

### 3. Cek Tegangan pada profil C150x65x20 thickness 28mm

$$f_b = M_{3,U} / W_3 + M_{2,U} / W_2 \leq F_y \text{ dengan nilai } \phi = 0,9$$

$$f_b = (4901006.911 / 0.9 \times 39400) + (707603.704 / 0.9 \times 11000)$$

$$f_b = 209.69 < 240 \text{ (aman)}$$

### 4. Cek Defleksi Gording

Perhitungan defleksi gording menggunakan rumus seperti berikut:

$$\begin{aligned} \delta_2 &= (5/384) \times ((q \cos \alpha L^4)/EI) + (1/48) \times ((P \cos \alpha L^3)/EI) \\ &= (5/384) \times ((0.557 \times \cos 35 \times 6400^4) / 200000 \times 2950000) + (1/48) \times \\ &((1000 \times \cos 35 \times 6400^3) / (200000 \times 2950000)) \\ &= 24.4803 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= (5/384) \times ((q \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^4 + (1/48) \times ((P \sin \alpha)/EI) \times (L/3)^3 \\ &= (5/384) \times ((0.557 \times \sin 35 \times 6400^4) / 200000 \times 480000) \times ((6400/3)^4) \\ &+ (1/48) \times ((1000 \times \sin 35 \times 6400^3) / 200000 \times 480000) \times (6400/3)^3 \\ &= 2.1063 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \sqrt{(\delta_3^2 + \delta_2^2)} \leq 1/240 L \\ &= \sqrt{(24.4803^2 + 2.1063^2)} \leq 1/(240 \times 6400) \\ &= 24.571 \leq 26.67 \end{aligned}$$

Karena defleksi gording 24.571 mm  $\leq$  26.67 mm maka defleksi gording pada atap bangunan penunjang bentang 24 meter jarak 6.4 m aman.



## 2.7.2 Perencanaan Sagrod

Langkah berikutnya setelah merencanakan gording yaitu perlu merencanakan sagrod. Sagrod sendiri memiliki tujuan untuk menopang beban lateral dan untuk menyesuaikan gording lurus yang sejajar dengan gording lainnya.

### 2.7.2.1 Atap Gedung Utama

#### a. Atap Bentang 12 m

##### 1. Rencana Sagrod

Diketahui bahwa gording dibawah nok berjumlah 6 buah. Jadi untuk perhitungannya adalah:

$$\begin{aligned} Ft,D &= n( L/3 \times q \times \sin \alpha) \\ &= 6((6/3) \times 0.557 \times \sin 35) = 3,8347 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ft,L &= (n/2 \times P \times \sin \alpha) \\ &= (6/2 \times 1 \times \sin 35) = 1,721 \text{ KN} \end{aligned}$$

##### 2. Kombinasi Pembebanan

Perhitungan kombinasi pembebanan menggunakan:

$$Ft,U = 1,4 Ft,D = 1,4 \times 3.8347 = 5,369 \text{ KN}$$

$$Ft,U = 1,2Ft,D + 1,6 Ft,L = 1,2 \times 3.8347 + 1,6 \times 1.721 = 7,4 \text{ KN}$$

Dipilih Ft,U yang terbesar yaitu Ft,U = 7,4 KN

##### 3. Luas Batang Sagrod

Luas batang sagrod dihitung dengan rumus:

$$Asr = (Ft,U \cdot 10^3) / \phi Fy = (7,4 \times 1000) / (0,9 \times 240) = 34,05 \text{ KN}$$

$$\text{Diameter} = 34,05 / (22/7) = 10,834 \text{ KN}$$

#### b. Atap Bentang 21 m

##### 1. Rencana Sagrod

Diketahui bahwa gording dibawah nok berjumlah 10 buah. Jadi untuk perhitungannya adalah:

$$F_{t,D} = n(L/3 \times q \times \sin \alpha)$$

$$= 4((10/3) \times 0.557 \times \sin 35) = 6.391 \text{ KN}$$

$$F_{t,L} = (n/2 \times P \times \sin \alpha)$$

$$= (10/2 \times 1 \times \sin 35) = 2.868 \text{ KN}$$

## 2. Kombinasi Pembebanan

Perhitungan kombinasi pembebanan menggunakan:

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D} = 1,4 \times 6.391 = 8.948 \text{ KN}$$

$$F_{t,U} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} = 1,2 \times 6.391 + 1,6 \times 2.868 = 12.3 \text{ KN}$$

Dipilih  $F_{t,U}$  yang terbesar yaitu  $F_{t,U} = 12.3 \text{ KN}$

## 3. Luas Batang Sagrod

Luas batang sagrod dihitung dengan rumus:

$$Asr = (F_{t,U} 10^3) / \phi F_y = (12.3 \times 1000) / (0,9 \times 240) = 56.75 \text{ KN}$$

$$\text{Diameter} = 56.75 / (22/7) = 18.056 \text{ KN}$$

### c. Atap Bentang 24 m

#### 1. Rencana Sagrod

Diketahui bahwa gording dibawah nok berjumlah 10 buah. Jadi untuk perhitungannya adalah:

$$F_{t,D} = n(L/3 \times q \times \sin \alpha)$$

$$= 4((10/3) \times 0.557 \times \sin 35) = 6.391 \text{ KN}$$

$$F_{t,L} = (n/2 \times P \times \sin \alpha)$$

$$= (10/2 \times 1 \times \sin 35) = 2.868 \text{ KN}$$

## 2. Kombinasi Pembebanan

Perhitungan kombinasi pembebanan menggunakan:

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D} = 1,4 \times 6.391 = 8.9476 \text{ KN}$$

$$F_{t,U} = 1,2F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} = 1,2 \times 6.391 + 1,6 \times 2.868 = 12.3 \text{ KN}$$

Dipilih  $F_{t,U}$  yang terbesar yaitu  $F_{t,U} = 12.3 \text{ KN}$

### 3. Luas Batang Sagrod

Luas batang sagrod dihitung dengan rumus:

$$A_{sr} = (F_{t,U} 10^3) / \sigma F_y = (12.3 \times 1000) / (0,9 \times 240) = 56.75 \text{ KN}$$

$$\text{Diameter} = 56.75 / (22/7) = 18.057 \text{ KN}$$

### 2.7.2.2 Atap Gedung Penunjang

#### a. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6 m

### 4. Rencana Sagrod

Diketahui bahwa gording dibawah nok berjumlah 10 buah. Jadi untuk perhitungannya adalah:

$$\begin{aligned} F_{t,D} &= n(L/3 \times q \times \sin \alpha) \\ &= 4((10/3) \times 0.557 \times \sin 35) = 6.391 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{t,L} &= (n/2 \times P \times \sin \alpha) \\ &= (10/2 \times 1 \times \sin 35) = 2.868 \text{ KN} \end{aligned}$$

### 5. Kombinasi Pembebanan

Perhitungan kombinasi pembebanan menggunakan:

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D} = 1,4 \times 6.391 = 8.9476 \text{ KN}$$

$$F_{t,U} = 1,2F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} = 1,2 \times 6.391 + 1,6 \times 2.868 = 12.3 \text{ KN}$$

Dipilih  $F_{t,U}$  yang terbesar yaitu  $F_{t,U} = 12.3 \text{ KN}$

### 6. Luas Batang Sagrod

Luas batang sagrod dihitung dengan rumus:

$$A_{sr} = (F_{t,U} 10^3) / \sigma F_y = (12.3 \times 1000) / (0,9 \times 240) = 56.75 \text{ KN}$$

$$\text{Diameter} = 56.75 / (22/7) = 18.057 \text{ KN}$$

## **b. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6,4 m**

### 1. Rencana Sagrod

Diketahui bahwa gording dibawah nok berjumlah 10 buah. Jadi untuk perhitungannya adalah:

$$\begin{aligned}F_{t,D} &= n(L/3 \times q \times \sin \alpha) \\ &= 4((10/3) \times 0.557 \times \sin 35) = 6.8172 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{t,L} &= (n/2 \times P \times \sin \alpha) \\ &= (10/2 \times 1 \times \sin 35) = 2.8679 \text{ KN}\end{aligned}$$

### 2. Kombinasi Pembebanan

Perhitungan kombinasi pembebanan menggunakan:

$$F_{t,U} = 1,4 F_{t,D} = 1,4 \times 6.8172 = 9.544 \text{ KN}$$

$$F_{t,U} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L} = 1,2 \times 6.8172 + 1,6 \times 2.8679 = 12.8 \text{ KN}$$

Dipilih  $F_{t,U}$  yang terbesar yaitu  $F_{t,U} = 12.8 \text{ KN}$

### 3. Luas Batang Sagrod

Luas batang sagrod dihitung dengan rumus:

$$A_{sr} = (F_{t,U} \cdot 10^3) / \phi F_y = (12.8 \times 1000) / (0,9 \times 240) = 59.117 \text{ KN}$$

$$\text{Diameter} = 59.117 / (22/7) = 18.81 \text{ KN}$$

## **2.7.3 Perencanaan Beban Kuda-Kuda**

Beban kuda kuda yang akan direncanakan ada beban mati, beban hidup, dan beban angin.

### **2.7.3.1 Atap Gedung Utama**

#### **a. Atap Bentang 12 m**

Beban P1

$$\text{Berat Sendiri} = (a/2) \times \text{berat kuda kuda} = (1,5/2) \times 0,5 = 0,375 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Gording} = L \times \text{berat gording per meter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Atap} = \left(\frac{(a/2)+b}{\cos a}\right) \times L \times \text{berat atap} = \left(\frac{(1,5/2)+1}{\cos 35}\right) \times 6 \times 0,108 = 1,383 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Plafon} = \left(\frac{(a/2)+b}{\cos a}\right) \times L \times \text{berat plafon} = \left(\frac{(1,5/2)+1}{\cos 35}\right) \times 6 \times 0,3 = 3,15 \text{ KN}$$

$$\text{Total P1 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P1} = 5,2653 \text{ KN}$$

Beban P2

$$\text{Berat Sendiri} = a \times \text{berat kuda kuda} = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Gording} = L \times \text{berat gording permeter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Atap} = \left(\frac{a}{\cos a}\right) \times L \times \text{berat atap} = \left(\frac{1,5}{\cos 35}\right) \times 6 \times 0,108 = 1,185 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Plafon} = a \times L \times \text{berat plafon} = 1,5 \times 6 \times 0,3 = 2,7 \text{ KN}$$

$$\text{Total P2 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P2} = 4,993 \text{ KN}$$

Beban P3

$$\text{Berat Sendiri} = a \times \text{berat kuda kuda} = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Gording} = 2 \times L \times \text{berat gording permeter} = 2 \times 6 \times 0,0596 = 0,715 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Atap} = \left(\frac{a}{\cos a}\right) \times L \times \text{berat atap} = \left(\frac{1,5}{\cos 35}\right) \times 6 \times 0,108 = 1,185 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Plafon} = a \times L \times \text{berat plafon} = 1,5 \times 6 \times 0,3 = 2,7 \text{ KN}$$

$$\text{Total P3 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P3} = 5,35 \text{ KN}$$

### **b. Atap gedung Utama bentang 21m**

Beban P1

$$\text{Berat Sendiri} = \left(\frac{a}{2}\right) \times \text{berat kuda kuda} = \left(\frac{3}{2}\right) \times 0,5 = 0,75 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Gording} = L \times \text{berat gording permeter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Atap} = \left(\frac{(a/2)+b}{\cos a}\right) \times L \times \text{berat atap} = \left(\frac{(3/2)+1}{\cos 35}\right) \times 6 \times 0,108 = 1,975 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Plafon} = \left(\frac{(a/2)+b}{\cos a}\right) \times L \times \text{berat plafon} = \left(\frac{(3/2)+1}{\cos 35}\right) \times 6 \times 0,3 = 4,5 \text{ KN}$$

$$\text{Total P1 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P1} = 7,5829 \text{ KN}$$

Beban P2

$$\text{Berat Sendiri} = a \times \text{berat kuda kuda} = 3 \times 0,5 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Gording} = L \times \text{berat gording permeter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Atap} = (a/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (3/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 2.37039511 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Plafon} = a \times L \times \text{berat plafon} = 3 \times 6 \times 0,3 = 5.4 \text{ KN}$$

$$\text{Total P2 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P2} = 9.62799511 \text{ KN}$$

Beban P3

$$\text{Berat Sendiri} = a \times \text{berat kuda kuda} = 3 \times 0,5 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Gording} = 2 \times L \times \text{berat gording permeter} = 2 \times 6 \times 0,0596 = 0,715 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Atap} = (a/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (3/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 2.37039511 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Plafon} = a \times L \times \text{berat plafon} = 3 \times 6 \times 0,3 = 5.4 \text{ KN}$$

$$\text{Total P3 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P3} = 9.98559511 \text{ KN}$$

### **c. Atap gedung Utama bentang 24m**

Beban P1

$$\text{Berat Sendiri} = (a/2) \times \text{berat kuda kuda} = (3/2) \times 0,5 = 0.75 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Gording} = L \times \text{berat gording permeter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Atap} = (((a/2)+b)/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (((3/2)+1)/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 1.975 \text{ KN}$$

$$\text{Berat Plafon} = ((a/2)+b) \times L \times \text{berat plafon} = ((3/2)+1) \times 6 \times 0,3 = 4,5 \text{ KN}$$

$$\text{Total P1 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P1} = 7.5829 \text{ KN}$$

Beban P2

$$\text{Berat Sendiri} = a \times \text{berat kuda kuda} = 3 \times 0,5 = 1,5 \text{ KN}$$

Berat Gording =  $L \times \text{berat gording permeter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$

Berat Atap =  $(a/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (3/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 2.37039511 \text{ KN}$

Berat Plafon =  $a \times L \times \text{berat plafon} = 3 \times 6 \times 0,3 = 5.4 \text{ KN}$

Total P2 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P2 =  $9.62799511 \text{ KN}$

Beban P3

Berat Sendiri =  $a \times \text{berat kuda kuda} = 3 \times 0,5 = 1,5 \text{ KN}$

Berat Gording =  $2 \times L \times \text{berat gording permeter} = 2 \times 6 \times 0,0596 = 0,715 \text{ KN}$

Berat Atap =  $(a/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (3/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 2.37039511 \text{ KN}$

Berat Plafon =  $a \times L \times \text{berat plafon} = 3 \times 6 \times 0,3 = 5.4 \text{ KN}$

Total P3 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P3 =  $9.98559511 \text{ KN}$

### **2.7.3.2 Atap Gedung Penunjang**

#### **a. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6 m**

Beban P1

Berat Sendiri =  $(a/2) \times \text{berat kuda kuda} = (3/2) \times 0,5 = 0.75 \text{ KN}$

Berat Gording =  $L \times \text{berat gording permeter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$

Berat Atap =  $((a/2)+b)/\cos a \times L \times \text{berat atap} = (((3/2)+1)/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 1.975 \text{ KN}$

Berat Plafon =  $((a/2) + b) \times L \times \text{berat plafon} = ((3/2) + 1) \times 6 \times 0,3 = 4,5 \text{ KN}$

Total P1 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P1 =  $7.5829 \text{ KN}$

Beban P2

Berat Sendiri =  $a \times \text{berat kuda kuda} = 3 \times 0,5 = 1,5 \text{ KN}$

Berat Gording =  $L \times \text{berat gording permeter} = 6 \times 0,0596 = 0,36 \text{ KN}$

Berat Atap =  $(a/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (3/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 2.37039511$   
KN

Berat Plafon =  $a \times L \times \text{berat plafon} = 3 \times 6 \times 0,3 = 5.4$  KN

Total P2 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P2 = 9.62799511 KN

Beban P3

Berat Sendiri =  $a \times \text{berat kuda kuda} = 3 \times 0,5 = 1,5$  KN

Berat Gording =  $2 \times L \times \text{berat gording permeter} = 2 \times 6 \times 0,0596 = 0,715$  KN

Berat Atap =  $(a/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (3/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 2.37039511$   
KN

Berat Plafon =  $a \times L \times \text{berat plafon} = 3 \times 6 \times 0,3 = 5.4$  KN

Total P3 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P3 = 9.98559511 KN

#### **b. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6,4 m**

Beban P1

Berat Sendiri =  $(a/2) \times \text{berat kuda kuda} = (3/2) \times 0,5 = 0.75$  KN

Berat Gording =  $L \times \text{berat gording permeter} = 6.4 \times 0,0596 = 0,38$  KN

Berat Atap =  $((a/2)+b)/\cos a \times L \times \text{berat atap} = (((3/2)+1)/\cos 35) \times 6.4 \times 0,108$   
 $= 2.107$  KN

Berat Plafon =  $((a/2)+b) \times L \times \text{berat plafon} = ((3/2)+1) \times 6.4 \times 0,3 = 4,8$  KN

Total P1 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P1 = 8.0385 KN

Beban P2

Berat Sendiri =  $a \times \text{berat kuda kuda} = 3 \times 0,5 = 1,5$  KN

Berat Gording =  $L \times \text{berat gording permeter} = 6.4 \times 0,0596 = 0,38$  KN

Berat Atap =  $(a/\cos a) \times L \times \text{berat atap} = (3/\cos 35) \times 6 \times 0,108 = 2.528$  KN

Berat Plafon =  $a \times L \times \text{berat plafon} = 3 \times 6.4 \times 0,3 = 5.76$  KN



Total P2 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P2 = 10.169 KN

Beban P3

Berat Sendiri = a x berat kuda kuda = 3 x 0,5 = 1,5 KN

Berat Gording = 2 x L x berat gording permeter = 2 x 6.4 x 0,0596 = 0,763 KN

Berat Atap = (a/cos a) x L x berat atap = (3/cos 35) x 6.4 x 0,108 = 2.528 KN

Berat Plafon = a x L x berat plafon = 3 x 6.4 x 0,3 = 5.76 KN

Total P3 didapatkan dari penjumlahan setiap beban pada P3 = 10.551 KN

#### 2.7.4 Beban Angin

Beban angin dihitung dengan menentukan arah angin yang diambil.

##### 2.7.4.1 Atap Gedung Utama

###### a. Atap Bentang 12

Beban W1 =  $\frac{((a/2)+b)}{\cos a} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{((1,5/2)+1)}{\cos 35} \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1,2812 \text{ KN}$

Beban W2 =  $(a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (1,5/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1,0987 \text{ KN}$

Beban W3 =  $\frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (1,5/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 0,5493 \text{ KN}$

Beban W4 =  $\frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (1,5/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -0,824 \text{ KN}$

Beban W5 =  $(a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (1,5/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -1,648 \text{ KN}$

Beban W6 =  $\frac{((a/2)+b)}{\cos a} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{((1,5/2)+1)}{\cos 35} \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -1,923 \text{ KN}$

###### b. Atap Bentang 21 m

Beban W1 =  $\frac{((a/2)+b)}{\cos a} \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{((3/2)+1)}{\cos 35} \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1.831161883 \text{ KN}$

$$\text{Beban } W_2 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 2.19739426 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_3 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1.09869713 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_4 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -1.648045695 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_5 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -3.29609139 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_6 = (((a/2)+b)/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (((3/2)+1)/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -2.74674282 \text{ KN}$$

#### c. Atap Bentang 24 m

$$\text{Beban } W_1 = (((a/2)+b)/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (((3/2)+1)/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1.831161883 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_2 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 2.19739426 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_3 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1.09869713 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_4 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -1.648045695 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_5 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -3.29609139 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_6 = (((a/2)+b)/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (((3/2)+1)/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -2.74674282 \text{ KN}$$

### 2.7.4.2 Atap Gedung Penunjang

#### a. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6 m

$$\text{Beban } W_1 = (((a/2)+b)/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (((3/2)+1)/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1.831161883 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_2 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 2.19739426 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_3 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1.09869713 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_4 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -1.648045695 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_5 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -3.29609139 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_6 = (((a/2)+b)/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (((3/2)+1)/\cos 35) \times -0,6 \times 6 \times 0,25 = -2.74674282 \text{ KN}$$

#### **b. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6,4 m**

$$\text{Beban } W_1 = (((a/2)+b)/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (((3/2)+1)/\cos 35) \times 0,4 \times 6 \times 0,25 = 1.9532393 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_2 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6.4 \times 0,25 = 2.3438872 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_3 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times 0,4 \times 6.4 \times 0,25 = 1.1719436 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_4 = \frac{1}{2} \times (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = \frac{1}{2} \times (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6.4 \times 0,25 = -1.757915 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_5 = (a/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (3/\cos 35) \times -0,6 \times 6.4 \times 0,25 = -3.515831 \text{ KN}$$

$$\text{Beban } W_6 = (((a/2)+b)/\cos a) \times C_{ti} \times L \times Q_w = (((3/2)+1)/\cos 35) \times -0,6 \times 6.4 \times 0,25 = -2.929859 \text{ KN}$$

### **2.7.5 Perencanaan Desain Elemen Kuda – kuda**

Dalam merencanakan desain elemen kuda-kuda maka perlu untuk melakukan pengerjaan pemodelan pada *software* midas pembuatan desain elemen kuda – kuda atap plana bentang 12 meter pada midas menggunakan profil untuk interior dan

eksteriornya sama yaitu 2L 65 x 65 x 5 – 10 dan untuk bentang 21 meter dan 24 meter menggunakan profil 2L 100 x 100 x 10 – 10. Perhitungan perencanaan desain elemen kuda – kuda meliputi batang tekan dan tarik.

### 2.7.5.1 Atap Bangunan Utama

#### a. Batang Tekan Interior Bentang 12 m

##### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\begin{aligned}\lambda &= b/t \\ &= 65/5 = 13 \\ \lambda_r &= 0,45\sqrt{E/F_y} \\ &= 0,45\sqrt{200000 / 240} \\ &= 12,990\end{aligned}$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

Batang tekan = 12,8 kN

Batang tarik = 24,4 kN

##### 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$\begin{aligned}KL/r_x &= (0,45 \times \sqrt{(200000/240)}) \\ &= 175,8794 \\ F_e &= \pi^2 \times E / (KL / r)^2 \\ &= \pi^2 \times 200000 / (175,8794)^2 \\ &= 63,81163 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$4,71\sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/r_x > 4,71\sqrt{(E / f_y)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $KL/r_x$

$$F_{cr1} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0,877 \times 63,81163$$

$$= 55,9628 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr2} = (0,658^{(F_y/F_e)}) \times F_y$$

$$= (0,658^{(240/63,81163)}) \times 240$$

$$= 49,72171 \text{ Mpa}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $KL/r_x$  yaitu 55.9628 Mpa

### 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 3,5\text{m}$$

$$a/r = 3,5 / 0,0199$$

$$= 175,8794$$

$$(KL/r)_m = \sqrt{(KL/r)^2 + (Kia/ri)^2}$$

$$= ((175,8794^2 + 0,5 \times 175,8794^2)^{0,5})$$

$$= 196,6391 < 200 \text{ ( Aman )}$$

$$F_e = ((\pi^2) * E) / (KL/r)^2$$

$$= ((\pi^2) * 200000) / 175,8794^2$$

$$= 51,0493 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 * 51,0493$$

$$= 44,77024 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = ( G \times J / A \times r_0 )$$

$$= ( 77200 \times 2078,333 / 2335,027 \times 1274 )$$

$$= 70,28426 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= (F_{cry} + F_{crz} / 2H) [1 - \sqrt{1 - 4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H / (F_{cry} + F_{crz})^2}] \\ &= (44,77024 + 70,28426 / 2 \times 0,86) [1 - \sqrt{1 - 4 \times (44,77024 \times 70,28426) \times 0,86} / (44,77024 + 70,28426)^2] \\ &= 39,67985 \text{ MPa} \end{aligned}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar:

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 39,67985 \times 1274 \\ &= 45496,91 \text{ N} = 45,49691 \text{ KN} > 12,8 \text{ KN} \end{aligned}$$

#### b. Batang Tekan Ekterior Bentang 12m

Perhitungan batang tekan ekterior pada umumnya sama dengan perhitungan dari inteior hal yang membedakan adalah data yang didapatkan sehingga membuat hasil yang dikeluarkan berbeda. Diketahui nilai batang tekan sebesar 49.1 KN dan batang tarik sebesar 4.1 KN

#### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\begin{aligned} \lambda &= b/t \\ &= 65/5 = 13 \\ \lambda_r &= 0,45 \sqrt{E/F_y} \\ &= 0,45 \sqrt{200000 / 240} \\ &= 12,990 \end{aligned}$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

Batang tekan = 49.1 kN

Batang tarik = 4.1 kN

## 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$KL/r_x = ((1 \times 1.9) / 0,0199)$$

$$= 95,47739$$

$$F_e = \pi^2 \times E / (KL / r)^2$$

$$= \pi^2 \times 200000 / (95,47739)^2$$

$$= 216,5353 \text{ MPa}$$

$$4,71\sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/r_x < 4,71\sqrt{(E / f_y)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $4,71\sqrt{(E / f_y)}$

$$F_{cr1} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0,877 \times 216,5353$$

$$= 189,9015 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr2} = (0,658^{(F_y/F_e)}) \times F_y$$

$$= (0,658^{(240/216,5353)}) \times 240$$

$$= 150,9173956 \text{ Mpa}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $4,71\sqrt{(E / f_y)}$  yaitu 150.9173956 Mpa

## 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 1.9\text{m}$$

$$a/r = 1.9 / 0,0199$$

$$= 95,47739$$

$$\begin{aligned}
 (KL/r)_m &= \sqrt{(KL/r)^2 + (Kia/ri)^2} \\
 &= ((95,47739)^2 + 0,5 \times 95,47739^2)^{0,5} \\
 &= 106,747 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_e &= ((\pi^2) * E) / (KL/r)^2 \\
 &= ((\pi^2) * 200000) / 106,747^2 \\
 &= 173.2282344 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cry} &= 0,877 \times F_e \\
 &= 0,877 \times 173.2282344 \\
 &= 151,9212 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{crz} &= (G \times J / A \times r_0^2) \\
 &= (77200 \times 2708,3 / 1274 \times 2335,027) \\
 &= 70,28426 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= (F_{cry} + F_{crz} / 2H) [1 - \sqrt{1 - 4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H / (F_{cry} + F_{crz})^2}] \\
 &= (151,9212 + 70,28426 / 2 \times 0,86) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 151,9212 \times 70,28426 \times 0,86} \\
 & \quad / (151,9212 + 70,28426)^2] \\
 &= 65,39412 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\
 &= 0,9 \times 65.3941246 \times 1274 \\
 &= 74980.90326 \text{ N} = 74,9809 \text{ KN} > 49,1 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

#### c. Batang Tekan Eksterior Bentang 21 m

##### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = b/t$$



$$= 150/12 = 12,5$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 0,45\sqrt{E/F_y} \\ &= 0,45\sqrt{200000 / 240} \\ &= 12.990\end{aligned}$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

$$\text{Batang tekan} = 43.3 \text{ kN}$$

$$\text{Batang tarik} = 2.4 \text{ kN}$$

## 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$\begin{aligned}KL/r_x &= ((1 \times 4.23) / 0,0303) \\ &= 91.75704989\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_e &= \pi^2 \times E / (KL / r)^2 \\ &= \pi^2 \times 200000 / (139.604)^2 \\ &= 234.4503347 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$4,71\sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

$$\text{Karena } KL/r_x < 4,71\sqrt{(E / f_y)}$$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $4,71\sqrt{(E / f_y)}$

$$\begin{aligned}F_{cr1} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0.877 \times 101.2825 \\ &= 205.6129435 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_{cr2} &= (0,658^{(F_y/F_e)}) * F_e \\ &= (0,658^{(240/101.2825)}) * 240\end{aligned}$$

$$= 156.3631342 \text{ Mpa}$$

Dipilih  $F_{cr} = 4,71 \sqrt{E / f_y}$  yaitu 156.3631342 Mpa

### 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 4.23 \text{ m}$$

$$a/r = 4.23 / 0,0303$$

$$= 139.604 \text{ m}$$

$$(KL/r) \text{ m} = \sqrt{(KL/r)^2 + (Kia/ri)^2}$$

$$= ((139.604^2 + 0.5 \times 139.604^2)^{0.5})$$

$$= 102.5875005 \text{ m}$$

$$F_e = ((\pi^2) * E) / (KL/r)^2$$

$$= ((\pi^2) * 200000) / 102.5875005^2$$

$$= 187.5602678 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0,877 \times 187.5602678$$

$$= 164.4903548 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = (G \times J / A \times r_0^2)$$

$$= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263)$$

$$= 125.1747206 \text{ MPa}$$

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

$$= (164.4903548 + 125.1747206 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 164.4903548 \times 125.1747206 \times 0,85 / (164.4903548 + 125.1747206)^2}]$$

$$= 99.90295252 \text{ MPa}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= 0,9 \times F_{cr} \times A_g \\ &= 0,9 \times 65.84878 \times 3800 \\ &= 625252.6186 \text{ N} = 625,2526 \text{ KN} > 43.3 \text{ KN}\end{aligned}$$

#### d. Batang Tekan Interior Bentang 21 m

Perhitungan batang tekan interior pada umumnya sama dengan perhitungan dari eksterior hal yang membedakan adalah data yang didapatkan sehingga membuat hasil yang dikeluarkan berbeda. Diketahui nilai batang tekan sebesar 12 KN dan batang tarik sebesar 19.3 KN

##### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\begin{aligned}\lambda &= b/t \\ &= 150/12 = 12,5 \\ \lambda_r &= 0,45 \sqrt{E/F_y} \\ &= 0,45 \sqrt{200000 / 240} \\ &= 12.990\end{aligned}$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

Batang tekan = 12 kN

Batang tarik = 19.3 kN

##### 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$\begin{aligned}KL/r_x &= ((1 \times 5.9) / 0,0303) \\ &= 127.9826464\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_e &= \pi^2 \times E / (KL / r)^2 \\
 &= \pi^2 \times 200000 / (194.7195)^2 \\
 &= 120.5112437 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$4,71\sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/r_x < 4,71\sqrt{(E / f_y)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $4,71\sqrt{(E / f_y)}$

$$\begin{aligned}
 F_{cr1} &= 0,877 \times F_e \\
 &= 0.877 \times 52.06082 \\
 &= 205.6129435 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{cr2} &= (0,658^{(F_y/F_e)}) \times F_e \\
 &= (0,658^{(240/52.06082)}) \times 240 \\
 &= 156.3631342 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $4,71\sqrt{(E / f_y)}$  yaitu 156.3631342 Mpa

### 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 5.9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 a/r &= 5.9 / 0,0303 \\
 &= 91.75704989 > 40
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (KL/r)_{m} &= \sqrt{(KL / r)^2 + (Kia / r_i)^2} \\
 &= ((194.7195^2 + 0.5 \times 194.7195^2)^{0.5} \\
 &= 102.5875005
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_e &= ((\pi^2) * E) / (KL / r)^2 \\
 &= ((\pi^2) * 200000) / 217.703^2
 \end{aligned}$$

$$= 187.5602678 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0,877 \times 41.64865$$

$$= 164.4903548 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = (G \times J / A \times r_0)$$

$$= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263)$$

$$= 125.1747206 \text{ MPa}$$

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

$$= (36.52587 + 194.4512284 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 36.52587 \times 194.4512284 \times 0,85} / (36.52587 + 194.4512284)^2]$$

$$= 99.90295252 \text{ MPa}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 34.8525 \times 3800$$

$$= 625252.6186 \text{ N} = 625,2526 \text{ KN} > 12 \text{ KN}$$

#### e. Batang Tekan Eksterior Bentang 24 m

##### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = b/t$$

$$= 150/12 = 12,5$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{E/F_y}$$

$$= 0,45 \sqrt{200000 / 240}$$

$$= 12.990$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

Batang tekan = 122.3 kN

Batang tarik = 9.8 kN

## 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$KL/r_x = ((1 \times 3.7) / 0,0303)$$

$$= 80.26030369$$

$$F_e = \pi^2 \times E / (KL / r)^2$$

$$= \pi^2 \times 200000 / (122.1122112)^2$$

$$= 306.4277863 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/r_x < 4,71 \sqrt{(E / f_y)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $4,71 \sqrt{(E / f_y)}$

$$F_{cr1} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0.877 \times 132.3766998$$

$$= 268.7371685 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr2} = (0,658^{(F_y/F_e)}) \times F_e$$

$$= (0,658^{(240/116.0943658)}) \times 240$$

$$= 172.918853 \text{ Mpa}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $4,71 \sqrt{(E / f_y)}$  yaitu 172.918853 Mpa

## 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 3,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} a/r &= 3,7 / 0,0461 \\ &= 80.26030369 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (KL/r) m &= \sqrt{(KL/r)^2 + (Kia/ri)^2} \\ &= ((122.1122112)^2 + 0.5 \times 122.1122112^2)^{0.5} \\ &= 89.73374747 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_e &= ((\pi^2) * E) / (KL/r)^2 \\ &= ((\pi^2) * 200000) / 136.5256026^2 \\ &= 245.142229 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 105.9013599 \\ &= 92.87549261 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{crz} &= (G \times J / A \times r_0) \\ &= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263) \\ &= 125.1747206 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= (F_{cry} + F_{crz} / 2H) [1 - \sqrt{1 - 4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H / (F_{cry} + F_{crz})^2}] \\ &= (92.87549261 + 194.4512284 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 92.87549261 \times 194.4512284 \times 0,85 / (92.87549261 + 194.4512284)^2}] \\ &= 107.5619545 \text{ MPa} \end{aligned}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0.9 \times 83.24478274 \times 3800$$

$$= 673187.2487\text{N} = 673,1872 \text{ KN} > 122.3 \text{ KN}$$

**f. Batang Tekan Interior Bentang 24 m**

Perhitungan batang tekan interior pada umumnya sama dengan perhitungan dari eksterior hal yang membedakan adalah data yang didapatkan sehingga membuat hasil yang dikeluarkan berbeda. Diketahui nilai batang tekan sebesar 32.3 KN dan batang tarik sebesar 68.1 KN

1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = b/t$$

$$= 150/12 = 12,5$$

$$\lambda_r = 0,45\sqrt{E/F_y}$$

$$= 0,45\sqrt{200000 / 240}$$

$$= 12.990$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

Batang tekan = 32.3 kN

Batang tarik = 68.1 kN

2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$KL/r_x = ((1 \times 7) / 0,0303)$$

$$= 151.8438178$$

$$F_e = \pi^2 \times E / (KL / r)^2$$

$$= \pi^2 \times 200000 / (231.0231023)^2$$

$$= 85.6121713 \text{ MPa}$$



$$4,71\sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/rx > 4,71\sqrt{(E / fy)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $KL/rx$

$$\begin{aligned} F_{cr1} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 36.984429 \\ &= 75.08187423 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr2} &= (0,658^{(F_y/F_e)}) \times F_e \\ &= (0,658^{(240/36.984429)}) \times 240 \\ &= 74.23977892 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $KL/rx$  yaitu 75.08187423 Mpa

### 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} a/r &= 7 / 0,0461 \\ &= 151.8438178 > 40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (KL/r) m &= \sqrt{(KL / r)^2 + (Kia / r_i)^2} \\ &= ((231.0231023)^2 + 0.5 \times 231.0231023^2)^{0.5} \\ &= 169.7665493 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_e &= ((\pi^2) * E) / (KL / r)^2 \\ &= ((\pi^2) * 200000) / 258.2916806^2 \\ &= 68.48973704 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 29.5875432 \end{aligned}$$

$$= 60.06549939 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = (G \times J / A \times r_0)$$

$$= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263)$$

$$= 125.1747206 \text{ MPa}$$

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

$$= (25.94827539 + 194.4512284 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 25.94827539 \times 194.4512284 \times 0,85} / (25.94827539 + 194.4512284)^2]$$

$$= 53.52596128 \text{ MPa}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 15.87228849 \times 3800$$

$$= 334997.5813 \text{ N} = 334,9976 \text{ KN} > 32.3 \text{ KN}$$

#### g. Batang Tarik Interior Bentang 12 m

##### 1. Pehitungan Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik adalah elemen struktur yang direncanakan dengan mengasumsikan bahwa batang hanya mengalami gaya aksial tarik. Pada bata baja bentang 12 m interior didapatkan kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_x$  didapatkan hasil sebesar  $175.879397 < 300$  maka aman.

##### 2. Pehitungan Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $305760 \text{ N} = 305,76 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $305,76 \text{ KN} > P_u 24.4 \text{ Kn}$ .

#### h. Batang Tarik Eksterior Bentang 12 m

##### 1. Perhitungan Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik adalah elemen struktur yang direncanakan dengan mengasumsikan bahwa batang hanya mengalami gaya aksial tarik. Pada bata baja bentang 12 m ekterior didapatkan Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $95.47738693 < 300$  maka aman.

## 2. Perhitungan Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $305760 \text{ N} = 305,76 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $305,76 \text{ KN} > P_u 4.1 \text{ Kn}$ .

### **i. Batang Tarik Interior Bentang 21 m**

#### 1. Perhitungan Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik adalah elemen struktur yang direncanakan dengan mengasumsikan bahwa batang hanya mengalami gaya aksial tarik. Pada bata baja bentang 21 m interior didapatkan Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $127.9826464 < 300$  maka aman.

#### 2. Perhitungan Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960 \text{ N} = 1668,96 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $1668,96 \text{ KN} > P_u 19.3 \text{ Kn}$ .

### **j. Batang Tarik Ekterior Bentang 21 m**

#### 1. Perhitungan Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik adalah elemen struktur yang direncanakan dengan mengasumsikan bahwa batang hanya mengalami gaya aksial tarik. Pada bata baja bentang 21 m ekterior didapatkan Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $91.75704989 < 300$  maka aman.

#### 2. Perhitungan Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960 \text{ N} = 1668,96 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $1668,96 \text{ KN} > P_u 2.4 \text{ Kn}$ .

### **k. Batang Tarik Interior Bentang 24 m**

#### 1. Perhitungan Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik adalah elemen struktur yang direncanakan dengan mengasumsikan bahwa batang hanya mengalami gaya aksial tarik. Pada bata baja bentang 24 m interior didapatkan Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $151.8438178 < 300$  maka aman.

#### 2. Perhitungan Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960\text{N} = 1668.96\text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $1668.96\text{ KN} > P_u 68.1\text{ Kn}$ .

### **l. Batang Tarik Ekterior Bentang 24 m**

#### 1. Perhitungan Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik adalah elemen struktur yang direncanakan dengan mengasumsikan bahwa batang hanya mengalami gaya aksial tarik. Pada bata baja bentang 24 m ekterior didapatkan Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $80.26030369 < 300$  maka aman.

#### 2. Perhitungan Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960\text{ N} = 1668,96\text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $1668,96\text{ KN} > P_u 9.8\text{ Kn}$ .

### **2.7.5.2 Atap Gedung Penunjang**

Dalam merencanakan desain elemen kuda-kuda maka perlu untuk melakukan pengerjaan pemodelan pada *software* midas pembuatan desain elemen kuda – kuda atap plana bentang untuk bentang 24 meter dengan jarak 6 meter dan 6,4 meter menggunakan profil 2L 100 x 100 x 10 – 10. Perhitungan perencanaan desain elemen kuda – kuda meliputi batang tekan dan tarik.

### **a. Batang Tekan Ekterior Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6 m**

#### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\begin{aligned}\lambda &= b/t \\ &= 150/12 = 12,5 \\ \lambda_r &= 0,45\sqrt{E/F_y} \\ &= 0,45\sqrt{200000 / 240} \\ &= 12.990\end{aligned}$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

$$\text{Batang tekan} = 122.3 \text{ kN}$$

$$\text{Batang tarik} = 9.8 \text{ kN}$$

## 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$\begin{aligned}KL/r_x &= ((1 \times 3.7) / 0,0303) \\ &= 80.26030369\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_e &= \pi^2 \times E / (KL / r)^2 \\ &= \pi^2 \times 200000 / (122.1122112)^2 \\ &= 306.4277863 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$4,71\sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

$$\text{Karena } KL/r_x > 4,71\sqrt{(E / f_y)}$$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah milik  $KL/r_x$

$$\begin{aligned}F_{cr1} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0.877 \times 132.3766998 \\ &= 268.7371685 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$F_{cr2} = (0,658^{(F_y/F_e)}) * F_e$$

$$= (0,658^{(240/116.0943658)} * 240)$$

$$= 172.918853 \text{ Mpa}$$

Dipilih  $F_{cr}$  KL/rx yaitu 172.918853 Mpa

### 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 3,7 \text{ m}$$

$$a/r = 3,7 / 0,0303$$

$$= 80.26030369$$

$$(KL/r) \text{ m} = \sqrt{(KL/r)^2 + (Kia/ri)^2}$$

$$= ((122.1122112^2 + 0.5 \times 122.1122112^2)^{0.5})$$

$$= 89.73374747$$

$$F_e = ((\pi^2) * E) / (KL/r)^2$$

$$= ((\pi^2) * 200000) / 136.5256026^2$$

$$= 245.142229 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0,877 \times 105.9013599$$

$$= 214.9897348 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = (G \times J / A \times r_0)$$

$$= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263)$$

$$= 125.1747206 \text{ MPa}$$

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

$$= (92.87549261 + 194.4512284 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 92.87549261 \times 194.4512284 \times 0,85 / (92.87549261 + 194.4512284)^2}]$$

$$= 107.5619545 \text{ MPa}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 83.24478274 \times 3800$$

$$= 673187.2487 \text{ N} = 673,1872 \text{ KN} > 122.3 \text{ KN}$$

#### b. Batang Tekan Interior Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6 m

Perhitungan batang tekan interior pada umumnya sama dengan perhitungan dari eksterior hal yang membedakan adalah data yang didapatkan sehingga membuat hasil yang dikeluarkan berbeda. Diketahui nilai batang tekan sebesar 32.3 KN dan batang tarik sebesar 68.1 KN

##### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = b/t$$

$$= 150/12 = 12,5$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{E/F_y}$$

$$= 0,45 \sqrt{200000 / 240}$$

$$= 12.990$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

$$\text{Batang tekan} = 122.3 \text{ kN}$$

$$\text{Batang tarik} = 9.8 \text{ kN}$$

##### 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$KL/r_x = ((1 \times 7) / 0,0303)$$

$$= 151.8438178$$

$$\begin{aligned} F_e &= \pi^2 \times E / (KL / r)^2 \\ &= \pi^2 \times 200000 / (231.0231023)^2 \\ &= 85.6121713 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$4,71 \sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/rx > 4,71 \sqrt{(E / f_y)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah milik  $KL/rx$

$$\begin{aligned} F_{cr1} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 36.984429 \\ &= 75.08187423 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr2} &= (0,658^{(F_y/F_e)}) * F_e \\ &= (0,658^{(240/36.984429)}) * 240 \\ &= 74.23977892 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $KL/rx$  yaitu 75.08187423 Mpa

### 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} a/r &= 7 / 0,0303 \\ &= 151.8438178 > 40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (KL/r) m &= \sqrt{(KL / r)^2 + (Kia / r_i)^2} \\ &= ((231.0231023)^2 + 0.5 \times 231.0231023^2)^{0.5} \\ &= 169.7665493 \end{aligned}$$

$$F_e = ((\pi^2) * E) / (KL / r)^2$$



$$= ((\pi^2) * 200000) / 258.2916806^2$$

$$= 68.48973704 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0,877 \times 29.5875432$$

$$= 60.06549939 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = (G \times J / A \times r_0)$$

$$= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263)$$

$$= 125.1747206 \text{ MPa}$$

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

$$= (25.94827539 + 194.4512284 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 25.94827539 \times 194.4512284 \times 0,85 / (25.94827539 + 194.4512284)^2}]$$

$$= 53.52596128 \text{ MPa}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 15.87 \times 3800$$

$$= 334997.5813 \text{ N} = 334,9976 \text{ KN} > 32.3 \text{ KN}$$

#### c. Batang tekan eksterior bentang 24 meter jarak 6,4 meter

##### 1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = b/t$$

$$= 150/12 = 12,5$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{E/F_y}$$

$$= 0,45 \sqrt{200000 / 240}$$

$$= 12.990$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

Batang tekan = 126.7 kN

Batang tarik = 10.7 kN

## 2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$KL/r_x = ((1 \times 3.7) / 0,0303)$$

$$= 80.26030369$$

$$F_e = \pi^2 \times E / (KL / r)^2$$

$$= \pi^2 \times 200000 / (122.1122112)^2$$

$$= 306.4277863 \text{ MPa}$$

$$4,71 \sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/r_x < 4,71 \sqrt{(E / f_y)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $4,71 \sqrt{(E / f_y)}$

$$F_{cr1} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0.877 \times 132.3766998$$

$$= 268.7371685 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr2} = (0,658^{(F_y/F_e)}) \times F_e$$

$$= (0,658^{(240/116.0943658)}) \times 240$$

$$= 172.918853 \text{ Mpa}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $4,71 \sqrt{(E / f_y)}$  yaitu 112.3707694 Mpa

## 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 3,7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} a/r &= 3,7 / 0,0303 \\ &= 80.26030369 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (KL/r) \text{ m} &= \sqrt{(KL/r)^2 + (Kia/ri)^2} \\ &= ((122.1122112)^2 + 0.5 \times 122.1122112^2)^{0.5} \\ &= 89.73374747 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_e &= ((\pi^2) * E) / (KL/r)^2 \\ &= ((\pi^2) * 200000) / 136.5256026^2 \\ &= 245.142229 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 105.9013599 \\ &= 214.9897348 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{crz} &= (G \times J / A \times r_0) \\ &= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263) \\ &= 125.1747206 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= (F_{cry} + F_{crz} / 2H) [1 - \sqrt{1 - 4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H / (F_{cry} + F_{crz})^2}] \\ &= (92.87549261 + 194.4512284 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 92.87549261 \times 194.4512284 \times 0,85 / (92.87549261 + 194.4512284)^2}] \\ &= 107.5619545 \text{ MPa} \end{aligned}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0.9 \times 83.24478274 \times 3800$$

$$= 673187.2487 \text{ N} = 673,1872 \text{ KN} > 126.7 \text{ KN}$$

**d. Batang tekan Interior Bentang 24 meter jarak 6,4 meter**

Perhitungan batang tekan interior pada umumnya sama dengan perhitungan dari eksterior hal yang membedakan adalah data yang didapatkan sehingga membuat hasil yang dikeluarkan berbeda. Diketahui nilai batang tekan sebesar 33.5 KN dan batang tarik sebesar 70.2 KN

1. Pemeriksaan tekuk lentur

$$\lambda = b/t$$

$$= 150/12 = 12,5$$

$$\lambda_r = 0,45\sqrt{E/F_y}$$

$$= 0,45\sqrt{200000 / 240}$$

$$= 12.990$$

Dihasilkan  $\lambda < \lambda_r$  maka penampang dapat dikategorikan menjadi penampang non langsing dan jika terjadi sebaliknya maka penampang akan dikategorikan menjadi penampang langsing.

Batang tekan = 33.5 kN

Batang tarik = 70.2 kN

2. Pemeriksaan tekuk lentur (terhadap sumbu X-X)

Perhitungan tekuk lentur terhadap sumbu x-x menggunakan

$$KL/r_x = ((1 \times 7) / 0,0303)$$

$$= 151.8438178$$

$$F_e = \pi^2 \times E / (KL / r)^2$$

$$= \pi^2 \times 200000 / (231.0231023)^2$$

$$= 85.6121713 \text{ MPa}$$

$$4,71\sqrt{(200.000 / 240)} = 135,97 \text{ MPa}$$

Karena  $KL/r_x > 4,71\sqrt{(E / f_y)}$

Maka  $F_{cr}$  yang di gunakan adalah  $KL/r_x$

$$\begin{aligned} F_{cr1} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 36.984429 \\ &= 75.08187423 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr2} &= (0,658^{(F_y/F_e)}) \times F_e \\ &= (0,658^{(240/36.984429)}) \times 240 \\ &= 74.23977892 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Dipilih  $F_{cr}$   $KL/r_x$  yaitu 75.08187423 Mpa

### 3. Pemeriksaan Terhadap Tekuk Lentur Torsi

Komponen struktur tekan disambungkan menggunakan baut sehingga perlu mengetahui nilai  $a/r$

$$a = 7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} a/r &= 7 / 0,0303 \\ &= 151.8438178 > 40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (KL/r) m &= \sqrt{(KL / r)^2 + (Kia / r_i)^2} \\ &= ((231.0231023)^2 + 0.5 \times 231.0231023^2)^{0.5} \\ &= 169.7665493 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_e &= ((\pi^2) * E) / (KL / r)^2 \\ &= ((\pi^2) * 200000) / 258.2916806^2 \\ &= 68.48973704 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cry} &= 0,877 \times F_e \\ &= 0,877 \times 29.5875432 \end{aligned}$$

$$= 60.06549939 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = (G \times J / A \times r_0)$$

$$= (77200 \times 33333.33333 / 3800 \times 3482.585263)$$

$$= 125.1747206 \text{ MPa}$$

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

$$= (25.94827539 + 194.4512284 / 2 \times 0,85) [1 - \sqrt{1 - 4 \times 25.94827539 \times 194.4512284 \times 0,85} / (25.94827539 + 194.4512284)^2]$$

$$= 53.52596128 \text{ MPa}$$

#### 4. Kekuatan tekan desain

Pada pemeriksaan tekuk lentur sebesar

$$\phi_c P_n = 0,9 \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0.9 \times 15.87 \times 3800$$

$$= 334997.5813 \text{ N} = 334,9976 \text{ KN} > 33.5 \text{ KN}$$

#### e. Batang tarik interior bentang 24 meter

##### 1. Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $151.8438178 < 300$  maka aman.

##### 2. Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960 \text{ N} = 1668,96 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $1668,96 \text{ KN} > P_u 68.1 \text{ Kn}$ .

#### f. Batang tarik ekterior bentang 24 meter

##### 1. Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $80.26030369 < 300$  maka aman.

## 2. Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960 \text{ N} = 1668,96 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $16698,96 \text{ KN} > P_u 9.8 \text{ Kn}$ .

### **g. Batang Tarik Interior Bentang 24 m Jarak 6,4 m**

#### 1. Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $151.8438178 < 300$  maka aman.

#### 2. Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960 \text{ N} = 1668,96 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $1668,96 \text{ KN} > P_u 70.2 \text{ Kn}$ .

### **h. Batang Tarik Ekterior Bentang 24 m Jarak 6,4 m**

#### 1. Kelangsingan batang tarik

Kelangsingan batang tarik menggunakan rumus  $L/r_{xg}$  didapatkan hasil sebesar  $80.26030369 < 300$  maka aman.

#### 2. Kondisi leleh tarik

Besarnya kekuatan tarik nominal akibat leleh tarik dapat didapatkan menggunakan rumus  $F_y \times A_g$  didapatkan  $1668960 \text{ N} = 1668,96 \text{ KN}$  dan didapatkan pemeriksaan leleh tarik  $\phi P_n$  didapatkan hasil  $1668,96 \text{ KN} > P_u 10.7 \text{ Kn}$ .

### **2.7.6 Perencanaan sambungan kuda – kuda**

Setiap konstruksi baja setiap bagian elemennya adalah sebuah struktur yang digabungkan satu sama lain dengan alat pengikat. Tempat berkumpulnya batang – batang elemennya disebut titik buhul. Pelat penyambung ini dinamakan pelat buhul dimana pelat buhul tersebut diikat oleh berbagai macam pengikat antara lain adalah paku, baut, dan las. Dan dalam perancangan sambungan kuda – kuda gedung bangunan pelatihan kebencanaan kami memilih untuk menggunakan sambungan baut.

### 2.7.6.1 Atap Gedung Utama

#### a. Atap Bentang 12 m

Baut yang digunakan adalah A325-X dengan diameter yang digunakan adalah M20, pelat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 ( $F_y$  240 Mpa;  $f_u$  370 Mpa). Kekuatan batang tarik atap plana 12 meter sebagai berikut:

##### 1. Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto

Ukuran pelat yang digunakan yaitu 8 x 250 mm sehingga penampang bruto sebesar 2000 mm<sup>2</sup>. Leleh tarik dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_y \times A_g \\ &= 0,75 \times 240 \times 2500 \\ &= 540000 \text{ N} = 540 \text{ KN} > 275,184 \text{ KN}\end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang bruto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap maka dinyatakan aman.

##### 2. Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang netto

Pemeriksaan keruntuhan tarik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$A_n = (250 - 2 \times (24 + 2)) \times 10 = 2020 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Max } A_n &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 2500 \\ &= 2125 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_e = A_n = 2020 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_g \\ &= 0,75 \times 370 \times 2500 \\ &= 560550 \text{ N} = 560,55 \text{ KN} > 207,36 \text{ KN}\end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang netto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap dinyatakan aman.



### 3. Kekuatan tumpu baut

Perhitungan kuat tumpu baut dapat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times d_t \times F_u \\ &= 2,4 \times 20 \times 10 \times 370 \\ &= 177600 \text{ N} = 177,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times R_n \\ &= 0,75 \times 177,6 \\ &= 133,2 \text{ KN} \end{aligned}$$

### 4. Kekuatan geser baut

Perhitungan kuat geser baut dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times A_b \\ &= 457 \times (1/4 \times \pi \times 20^2) \times 2 \\ &= 287141,6 \text{ N} = 287,142 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 * 287,142 \\ &= 215,356 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dengan ini didapatkannya angka sebesar 215,356 sehingga dipilihnya nilai terkecil antara kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut yaitu sebesar 106,56.

### 5. Perhitungan jumlah baut

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut} &= \text{pelat} / R_n \\ &= 275,184 / 133,2 \\ &= 2,065945946 \text{ buah dibulatkan menjadi 3 buah} \end{aligned}$$

### 6. Jarak Bersih Antar Baut

Menurut SNI 1729:2015, Spasi antar baut tidak boleh kurang dari 2 2/3 kali diameter baut dan tidak boleh melebihi 14 kali tebal elemen tertipis atau 180 mm

$$\text{Minimal} : (8/3) \times D = (8/3) \times 20 = 53,333 \text{ mm}$$

$$\text{Maximal : } 14 \times D = 14 \times 20 = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut digunakan} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak minimal tepi baut} = 26 \text{ mm}$$

### **b. Atap Bentang 21 m**

Baut yang digunakan adalah A325-X dengan diameter yang digunakan adalah M22, pelat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 ( $F_y$  240 Mpa;  $f_u$  370 Mpa). Kekuatan batang tarik atap plana 21 meter sebagai berikut:

#### 1. Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto

Ukuran pelat yang digunakan yaitu 10 x 400 mm sehingga penampang bruto sebesar 4000 mm<sup>2</sup>. Leleh tarik dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_y \times A_g \\ &= 0,75 \times 240 \times 4000 \\ &= 1512000 \text{ N} = 1512 \text{ KN} > 1502,064 \text{ KN}\end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang bruto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap maka dinyatakan aman.

#### 2. Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang netto

Pemeriksaan keruntuhan tarik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$A_n = (400 - 2 \times (24 + 2)) \times 10 = 6520 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Max } A_n &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 4000 \\ &= 5950 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_e = A_n = 5950 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 370 \times 3400 \\ &= 1651125 \text{ N} = 1651,125 \text{ KN} > 1502,064 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang netto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap dinyatakan aman.

### 3. Kekuatan tumpu baut

Perhitungan kuat tumpu baut dapat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times d_t \times F_u \\ &= 2,4 \times 22 \times 10 \times 370 \\ &= 195360 \text{ N} = 195.36 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times R_n \\ &= 0.75 \times 195.36 \\ &= 146.52 \text{ KN} \end{aligned}$$

### 4. Kekuatan geser baut

Perhitungan kuat geser baut dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times A_b \\ &= 457 \times (1/4 \times \pi \times 20^2) \times 2 \\ &= 287141.5685 = 287.1415685 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 * 287,142 \\ &= 215.3561764 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dengan ini didapatkannya angka sebesar 215,356 sehingga dipilihnya nilai terkecil antara kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut yaitu sebesar 146.52

### 5. Perhitungan jumlah baut

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut} &= \text{pelat} / R_n \\ &= 820.8 / 146.52 \\ &= 10.25159705 \text{ buah dibulatkan menjadi 11 buah} \end{aligned}$$

### 6. Jarak Bersih Antar Baut

Menurut SNI 1729:2015, Spasi antar baut tidak boleh kurang dari  $2 \frac{2}{3}$  kali diameter baut dan tidak boleh melebihi 14 kali tebal elemen tertipis atau 180 mm

$$\text{Minimal} : \left(\frac{8}{3}\right) \times D = \left(\frac{8}{3}\right) \times 22 = 58,67 \text{ mm}$$

$$\text{Maximal} : 14 \times D = 14 \times 22 = 140 \text{ mm}$$

Jarak antar baut digunakan = 60 mm

Jarak minimal tepi baut = 28 mm

### c. Atap Bentang 24 m

Baut yang digunakan adalah A325-X dengan diameter yang digunakan adalah M22, pelat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 ( $F_y$  240 Mpa;  $f_u$  370 Mpa). Kekuatan batang tarik atap plana 24 meter sebagai berikut:

#### 1. Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto

Ukuran pelat yang digunakan yaitu 10 x 400 mm sehingga penampang bruto sebesar 4000 mm<sup>2</sup>. Leleh tarik dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times F_y \times A_g \\ &= 0,75 \times 270 \times 4000 \\ &= 1512000 \text{ N} = 1512 \text{ KN} > 1502,064 \text{ KN} \end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang bruto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap maka dinyatakan aman.

#### 2. Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang netto

Pemeriksaan keruntuhan tarik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$A_n = (400 - 2 \times (24 + 2)) \times 8 = 6520 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Max } A_n &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 4000 \\ &= 5950 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_e = A_n = 5950 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
\phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\
&= 0,75 \times 370 \times 3400 \\
&= 1651125 \text{ N} = 1651,125 \text{ KN} > 1502,064 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang netto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap dinyatakan aman.

### 3. Kekuatan tumpu baut

Perhitungan kuat tumpu baut dapat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
R_n &= 2,4 \times d_t \times F_u \\
&= 2,4 \times 22 \times 10 \times 370 \\
&= 195360 \text{ N} = 195,36 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi R_n &= \phi \times R_n \\
&= 0,75 \times 195,36 \\
&= 146,52 \text{ KN}
\end{aligned}$$

### 4. Kekuatan geser baut

Perhitungan kuat geser baut dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}
R_n &= F_{nv} \times A_b \\
&= 457 \times (1/4 \times \pi \times 20^2) \times 2 \\
&= 287141,5685 \text{ N} = 287,1415685 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi R_n &= 0,75 \times 287,142 \\
&= 215,3561764 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Dengan ini didapatkannya angka sebesar 215,356 sehingga dipilihnya nilai terkecil antara kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut yaitu sebesar 146,52

### 5. Perhitungan jumlah baut

$$\text{Jumlah baut} = \text{pelat} / R_n$$

$$= 820.8 / 146.52$$

$$= 10.25159705 \text{ buah dibulatkan menjadi 11 buah}$$

#### 6. Jarak Bersih Antar Baut

Menurut SNI 1729:2015, Spasi antar baut tidak boleh kurang dari  $2 \frac{2}{3}$  kali diameter baut dan tidak boleh melebihi 14 kali tebal elemen tertipis atau 180 mm

$$\text{Minimal : } (8/3) \times D = (8/3) \times 22 = 58,67 \text{ mm}$$

$$\text{Maximal : } 14 \times D = 14 \times 22 = 140 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut digunakan} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak minimal tepi baut} = 28 \text{ mm}$$

#### 2.7.6.2 Atap Gedung Penunjang

##### a. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6 m

Baut yang digunakan adalah A325-X dengan diameter yang digunakan adalah M22, pelat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 ( $F_y$  240 Mpa;  $f_u$  370 Mpa). Kekuatan batang tarik atap plana 24 meter sebagai berikut:

#### 6. Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto

Ukuran pelat yang digunakan yaitu 10 x 400 mm sehingga penampang bruto sebesar 4000 mm<sup>2</sup>. Leleh tarik dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\phi P_n = 0,75 \times F_y \times A_g$$

$$= 0.75 \times 270 \times 4000$$

$$= 1512000 \text{ N} = 1512 \text{ KN} > 1502.064 \text{ KN}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang bruto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap maka dinyatakan aman.

#### 7. Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang netto

Pemeriksaan keruntuhan tarik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$A_n = (400 - 2 \times (24 + 2)) \times 8 = 6480 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Max } A_n &= 0,85 \times A_g \\ &= 0,85 \times 4000 \\ &= 5950 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_e = A_n = 5950 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 370 \times 3400 \\ &= 1651125 \text{ N} = 1651,125 \text{ KN} > 1502,064 \text{ KN} \end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang netto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap dinyatakan aman.

#### 8. Kekuatan tumpu baut

Perhitungan kuat tumpu baut dapat menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times d_t \times F_u \\ &= 2,4 \times 22 \times 10 \times 370 \\ &= 195360 \text{ N} = 195,36 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times R_n \\ &= 0,75 \times 195,36 \\ &= 146,52 \text{ KN} \end{aligned}$$

#### 9. Kekuatan geser baut

Perhitungan kuat geser baut dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned} R_n &= F_{nv} \times A_b \\ &= 457 \times (1/4 \times \pi \times 202) \times 2 \\ &= 287141,5 \text{ N} = 287,142 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times 287,142 \\ &= 215,356 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dengan ini didapatkannya angka sebesar 215,356 sehingga dipilihnya nilai terkecil antara kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut yaitu sebesar 146.52

#### 10. Perhitungan jumlah baut

$$\begin{aligned}\text{Jumlah baut} &= \text{pelat} / R_n \\ &= 820.8 / 146.52 \\ &= 10.25159705 \text{ buah dibulatkan menjadi 11 buah}\end{aligned}$$

#### 11. Jarak Bersih Antar Baut

Menurut SNI 1729:2015, Spasi antar baut tidak boleh kurang dari 2 2/3 kali diameter baut dan tidak boleh melebihi 14 kali tebal elemen tertipis atau 180 mm

$$\text{Minimal : } (8/3) \times D = (8/3) \times 22 = 58,67 \text{ mm}$$

$$\text{Maximal : } 14 \times D = 14 \times 22 = 140 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut digunakan} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak minimal tepi baut} = 28 \text{ mm}$$

#### **b. Atap Bentang 24 m Jarak Kuda Kuda 6,4 m**

Baut yang digunakan adalah A325-X dengan diameter yang digunakan adalah M22, pelat buhul yang disambung dari baja ASTM A36 ( $F_y$  240 Mpa;  $f_u$  370 Mpa). Kekuatan batang tarik atap plana 24 meter jarak 6400 mm sebagai berikut:

##### 1. Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto

Ukuran pelat yang digunakan yaitu 10 x 400 mm sehingga penampang bruto sebesar 4000 mm<sup>2</sup>. Leleh tarik dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times F_y \times A_g \\ &= 0.75 \times 240 \times 4000 \\ &= 1512000 \text{ N} = 1512 \text{ KN} > 1502.064 \text{ KN}\end{aligned}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang bruto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap maka dinyatakan aman.



## 2. Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang netto

Pemeriksaan keruntuhan tarik dapat dihitung menggunakan rumus:

$$A_n = (400 - 2 \times (24 + 2)) \times 10 = 6520 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max } A_n = 0,85 \times A_g$$

$$= 0,85 \times 4000$$

$$= 5950 \text{ mm}^2$$

$$A_e = A_n = 5950 \text{ mm}^2$$

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

$$= 0,75 \times 370 \times 3400$$

$$= 1651125 \text{ N} = 1651,125 \text{ KN} > 1502,064 \text{ KN}$$

Didapatkan leleh tarik yang terjadi pada penampang netto lebih besar dari kekuatan batang tarik atap dinyatakan aman.

## 3. Kekuatan tumpu baut

Perhitungan kuat tumpu baut dapat menggunakan rumus:

$$R_n = 2,4 \times d_t \times F_u$$

$$= 2,4 \times 22 \times 10 \times 370$$

$$= 195360 \text{ N} = 195,36 \text{ KN}$$

$$\phi R_n = \phi \times R_n$$

$$= 0,75 \times 195,36$$

$$= 146,52 \text{ KN}$$

## 4. Kekuatan geser baut

Perhitungan kuat geser baut dengan menggunakan rumus:

$$R_n = F_{nv} \times A_b$$

$$= 457 \times (1/4 \times \pi \times 202) \times 2$$

$$= 287141,5 \text{ N} = 287,142 \text{ KN}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 * 287,142$$

$$= 215,356 \text{ KN}$$

Dengan ini didapatkannya angka sebesar 215,356 sehingga dipilihnya nilai terkecil antara kekuatan tumpu baut dan kekuatan geser baut yaitu sebesar 146.52

#### 5. Perhitungan jumlah baut

$$\text{Jumlah baut} = \text{pelat} / R_n$$

$$= 820.8 / 146.52$$

$$= 10.25159705 \text{ buah dibulatkan menjadi 11 buah}$$

#### 6. Jarak Bersih Antar Baut

Menurut SNI 1729:2015, Spasi antar baut tidak boleh kurang dari 2 2/3 kali diameter baut dan tidak boleh melebihi 14 kali tebal elemen tertipis atau 180 mm

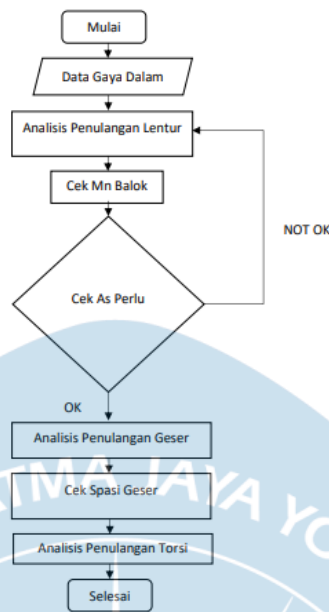
$$\text{Minimal} : (8/3) \times D = (8/3) \times 22 = 58,67 \text{ mm}$$

$$\text{Maximal} : 14 \times D = 14 \times 22 = 140 \text{ mm}$$

Jarak antar baut digunakan = 60 mm

Jarak minimal tepi baut = 28 mm

### 2.8 Perhitungan Balok



**Gambar 2. 14 Flowchart Perancangan Balok**

Langkah – langkah perancangan balok dapat lihat pada gambar 2.14 dibawah ini yang dimana hal pertama yang kita lakukan menentukan dimensi balok lalu modelingkan kedalam program midas, setelah itu masukan momen geser dan torsi dan setelah dimasukan output kita mulai untuk menghitung tulangan yang dibutuhkan.

### 2.8.1 Perancangan Balok

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6 hingga 18.9 untuk merencanakan balok beton bertulang memerlukan untuk menentukan factor reduksi kekuatan struktur yang mengalami lentur dan aksial. Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1 mengatur sebuah komponen lentur dari bagian SRPMK harus memenuhi kriteria yang merupakan syarat dimensi penampang. Berikut ini adalah syarat dimensi penampang sebagai berikut:

- a. Panjang bentang bersih ( $l_n$ ), harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif ( $l_n \geq 4d$ )
- b. Lebar penampang ( $b_w$ ), tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang dan tidak boleh diambil kurang dari 250 mm ( $b_w \geq 0,3h$  atau 250mm).

- c. Lebar penampang ( $b_w$ ), tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali dimensi kolom arah sejajar komponen lentur

Jumlah tulangan lentur Tarik tidak boleh kurang dari pehitungan persamaan dibawah ini:

$$((0,25\sqrt{f_c}) / f_y) \times b_w \times d$$

$$(1,4 / F_y) \times b_w \times d$$

Rumus yang dinyatakan diatas harus memiliki nilai  $\leq A_s \leq 0,025b_wd$  merupakan salah satu syarat tulangan lentur. Kuat lentur positif dari sebuah komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya. Dapat di liat pada rumus dibawah ini:

$$\phi M_n^+ \text{ ki} \geq 1/2 \phi M_n^- \text{ ki (tumpuan kiri)}$$

$$\phi M_n^+ \text{ ka} \geq 1/2 \phi M_n^- \text{ ka (tumpuan kanan)}$$

Kuat lentur negatif dan positif setiap penampang tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{4}$  kuat lentur terbesar yang telah dihitung pada kedua kolom tersebut.

Sambungan lewatan pada tulangan lentur diizinkan jika ada tulangan Sengkang yang mengikat pada sambungan tersebut. Spasi Sengkang yang diizinkan tidak boleh lebih dari  $d/4$  atau 100 mm. sambungan lewatan tidak boleh dipakai di sekitaran hubungan kolom, daerah muka kolom, tempat yang kemungkinan akan terjadi luluh lentur karena perpindahan *inelastic* struktur rangka.

Pada tulangan transversal terdapatnya syarat:

- Sengkang transversal harus dipasang di daerah dua kali tinggi balok dari muka, tumpuan, dua kali tinggi balok pada kedua sisi diukur dari lokasi tempat terjadinya luluh lentur.
- Jarak Sengkang transversal dapat dipasang bila tidak lebih 50 mm dari muka tumpuan
- Pada daerah yang tidak perlu Sengkang transversal, kedua ujung Sengkang harus dipasang depanspasi tidak boleh lebih dari  $d/2$

Untuk kekuatan geser balok adanya syarat dimana daerah yang memerlukan tulangan tertutup harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , jika gaya geser yang diakibatkan gempa lebih kuat dari geser maksimum dan gaya aksial terfaktor ( $P_u$ ) lebih kecil dari  $ag f'_c / 20$ . Tulangan *transversal* pada balok SRPMK didesain untuk memikul gaya geser rencana ( $V_e$ ) akibat kuat lentur maksimum ( $M_{pr}$ ) dengan tanda berlawanan yang bekerja pada muka – muka tumpuan. Komponen struktur secara bersamaan menahan beban gravitasi yang berfokus di sepanjang bentangnya dengan menggunakan rumus seperti berikut:

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) (d - a/2)$$

$$a = A_s (1,25 f_y) / 0,85 f'_c b$$

besar gaya geser rencana dapat dihitung dengan menggunakan persamaan dibawah ini.

$$V_e = (M_{pr1} + M_{pr2} / l_n) \pm (W_u l_n / 2)$$

Kekuatan geser balok dapat dihitung dengan persamaan seperti yang ada di bawah ini. Beban gempa dari kiri dan dari kanan didapatkan rumus  $V_e$ :

$$V_{e1} = V_{G1} - V_{E1} \quad \& \quad V_{e2} = V_{G2} + V_{E2}$$

Berikut adalah perhitungan perencanaan balok yang terdapat pada Gedung utama kami:

### **Balok 1 (B1)**

Diketahui kolom 1200 x 1200 dengan tinggi 5.6 m dan ukuran balok 1100mm x 600 mm;  $f'_c = 30$  Mpa ;  $f_y$  tulangan utama = 420 MPa dimensi data pada balok 1 dapat dilihat pada Tabel 2.15 dibawah ini:

**Tabel 2.17 Data Lentur Balok I**

Panjang Balok (l)		mm	12000
Lebar Balok (b)		mm	600
Tinggi Balok (h)		mm	1100

Lanjutan Tabel 2.17 Data Lentur Balok I

Panjang Tumpuan	$2 \cdot h$	mm	2200
Diameter Tul. Longitudinal (db)		mm	25
Diameter Tul. Pinggang (dbt)		mm	25
Diameter Tul. Senggang (ds)		mm	10
Selimit Bersih (Cc)		mm	40
d	$H - Cc - ds - db/2$	mm	1037.5
F'c		Mpa	30
Fy		Mpa	420
Fyv		Mpa	420
$\beta_1$	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 \cdot (f'c - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8357
c1		mm	1200
c2		mm	1200
Ln	$L - c1$	mm	10800
$\lambda$			1

Didapatkan gaya dalam dari Midas:

$$\text{Mu, tumpuan (-)} = -2281.98 \text{ Kn-m}$$

$$\text{Mu, tumpuan (+)} = 1342.72 \text{ Kn-m}$$

$$\text{Mu, Lapangan (-)} = -1365.3 \text{ Kn-m}$$

$$\text{Mu, lapangan (+)} = 1202.17 \text{ Kn-m}$$

Untuk menambahkan gaya dalam yang ada pada balok, maka harus cek syarat gaya dan geometrinya apakah memenuhi persyaratan, hal ini dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan dibawah ini:

$$P_u \leq 0.1 A_g f_c' \text{ (syarat gaya aksial)}$$

$$L_n \geq 4d \text{ (syarat tinggi efektif)}$$

$$b \geq \min(0.3h, 250 \text{ mm}) \text{ (syarat lebar 1)}$$

$$b \leq c_2 + 2 * \min(c_2, 0.75 c_1) \text{ (syarat lebar 2)}$$

setelah itu kita bisa masuk kedalam perhitungan penulangan lentur kita mencoba dengan jumlah tulangan 14 pada tumpuan negative

$$\begin{aligned} \text{jarak bersih antar tulangan} &= (b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1) \\ &= 11.538 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Cek jarak bersih} = \text{Jarak Bersih} \geq d_b \text{ dan } 25 \text{ mm}$$

Menggunakan jumlah lapis sebanyak 2

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \phi / 4 * 14^2 * 25 \\ &= 6872.234 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{smin 1} &= (f_c')^{0.5} / (4 * f_y) * b * d \\ &= 2029.508 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{smin 2} &= 1.4 / (4 * f_y) * b * d \\ &= 2075.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Lalu setelah cek  $A_{smin}$  dinyatakan  $A_s \text{ Pasang} \geq A_{smin}$  (OK)

$$\begin{aligned} P &= A_s / (b * d) \\ &= 1.10\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max,1} &= 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * f_c' / f_y * (600 / (600 + f_y)) \\ &= 2.24\% \end{aligned}$$

$$\rho_{\max,2} = 2.5\%$$

setelah mendapatkan  $\rho_{\max}$  kita cek apakah  $\rho_{\max}$  memenuhi dengan persamaan  $\rho \leq \rho_{\max}$  (OK) setelah itu kita cari nilai  $a$  dengan menggunakan persamaan dibawah

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$$

$$= 188.650 \text{ mm}^2$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 2722.323 \text{ KNm}$$

$$c = a / \beta_1$$

$$= 225.735$$

$$e_s = (d - c) / c \cdot 0.003$$

$$= 0.011$$

$$\phi = 0.65 \leq 0.65 + (e_s - 0.002) / 0.003 \cdot 0.25 \leq 0.9$$

$$\phi M_n = \phi \cdot M_n$$

$$= 2450.090 \text{ Knm}$$

Setelah didapatkan nilai  $\phi M_n$  maka kita perlu mengecek apakah kekuatan ijin lebih besar dibandingkan gaya yang dialami bangunan atau  $\phi M_n > M_u$  dinyatakan (OK) dan  $A_s \text{ perlu} = M_u / [f_y \cdot (d - a/2)] = 5760.632$

Tumpuan positif dengan jumlah tulangan 8

$$\text{jarak bersih antar tulangan} = (b - 2c_c - 2d_s - n \cdot d_b) / (n - 1)$$

$$= 42.857 \text{ m}$$

Cek jarak bersih = Jarak Bersih  $\geq d_b$  dan 25 mm

Kita menggunakan jumlah lapis sebanyak 1

$$A_s \text{ pasang} = \phi/4 \cdot 14^2 \cdot 25$$

$$= 3926.991 \text{ mm}^2$$



$$\begin{aligned} \text{Asmin 1} &= (f_c')^{0.5} / (4 * f_y) * b * d \\ &= 2029.508 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asmin 2} &= 1.4 / (4 * f_y) * b * d \\ &= 2075.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asmin 3} &= 0.5 * \text{As Tumpuan Negatif} \\ &= 3436.117 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Lalu setelah cek Asmin dinyatakan As Pasang  $\geq$  As min (OK)

$$\begin{aligned} P &= A_s / (b * d) \\ &= 1.10\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{max},1} &= 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * f_c' / f_y * (600 / (600 + f_y)) \\ &= 2.24\% \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max},2} = 2.5\%$$

setelah mendapatkan  $\rho_{\text{max}}$  kita cek apakah  $A_{s\text{max}}$  memenuhi dengan persamaan  $\rho \leq \rho_{\text{max}}$  (OK) setelah itu kita cari nilai  $a$  dengan menggunakan persamaan dibawah

$$\begin{aligned} a &= A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b) \\ &= 107.800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s * f_y * (d - a/2) \\ &= 1622.287 \text{ Knm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= a / \beta_1 \\ &= 128.991 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= (d - c) / c * 0.003 \\ &= 0.021 \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi * M_n \\ &= 1460.059 \text{ Knm}\end{aligned}$$

Setelah didapatkan nilai  $\phi M_n$  maka kita perlu mengecek apakah kekuatan ijin lebih besar dibandingkan gaya yang dialami bangunan atau  $\phi M_n > M_u$  dinyatakan (OK) dan  $A_s \text{ perlu} = M_u / [f_y * (d - a/2)] = 3250.256$

Lapangan negatif menggunakan jumlah tulangan sebanyak 9

$$\begin{aligned}\text{jarak bersih antar tulangan} &= (b - 2 c_c - 2 d_s - n * d_b) / (n - 1) \\ &= 34.375 \text{ mm}\end{aligned}$$

Cek jarak bersih = Jarak Bersih  $\geq d_b$  dan 25 mm

Kita menggunakan jumlah lapis sebanyak 1

$$\begin{aligned}A_s \text{ pasang} &= \phi / 4 * 14^2 * 25 \\ &= 4417.865 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min } 1} &= (f_c')^{0.5} / (4 * f_y) * b * d \\ &= 2029.508 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min } 2} &= 1.4 / (4 * f_y) * b * d \\ &= 2075.000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min } 3} &= 0.5 * A_s \text{ Tumpuan Negatif} \\ &= 1718.058 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Lalu setelah cek  $A_{s \text{ min}}$  dinyatakan  $A_s \text{ Pasang} \geq A_{s \text{ min}}$  (OK)

$$\begin{aligned}P &= A_s / (b * d) \\ &= 0.71\%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{max},1} &= 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * f_c' / f_y * (600 / (600 + f_y)) \\ &= 2.24\%\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max},2} = 2.5\%$$

setelah mendapatkan  $p_{max}$  kita cek apakah  $A_{smax}$  memenuhi dengan persamaan  $\rho \leq \rho_{max}$  (OK) setelah itu kita cari nilai  $a$  dengan menggunakan persamaan dibawah

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$$

$$= 121.275 \text{ mm}^2$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$= 1812.572$$

$$c = a / \beta_1$$

$$= 145.115$$

$$e_s = (d - c) / c \cdot 0.003$$

$$= 0.018$$

$$\phi = 0.65 \leq 0.65 + (e_s - 0.002) / 0.003 \cdot 0.25 \leq 0.9$$

$$\phi M_n = \phi \cdot M_n$$

$$= 1631.315 \text{ Knm}$$

Setelah didapatkan nilai  $\phi M_n$  maka kita perlu mengecek apakah kekuatan ijin lebih besar dibandingkan gaya yang dialami bangunan atau  $\phi M_n > M_u$  dinyatakan (OK) dan  $A_s$  perlu =  $M_u / [f_y \cdot (d - a/2)] = 3327.709$

Lapangan positif menggunakan jumlah tulangan 8

$$\text{jarak bersih antar tulangan} = (b - 2c_c - 2d_s - n \cdot d_b) / (n - 1)$$

$$= 42.857 \text{ mm}$$

Cek jarak bersih = Jarak Bersih  $\geq d_b$  dan 25 mm

Kita menggunakan jumlah lapis sebanyak 1

$$A_s \text{ pasang} = \phi / 4 \cdot 14^2 \cdot 25$$

$$= 3926.991 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = (f_c')^{0.5} / (4 \cdot f_y) \cdot b \cdot d$$

$$= 2029.508 \text{ mm}^2$$

$$\text{Asmin 2} = 1.4 / (4 * f_y) * b * d$$

$$= 2075.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Asmin 3} = 0.5 * \text{As Tumpuan Negatif}$$

$$= 1718.058 \text{ mm}^2$$

Lalu setelah cek Asmin dinyatakan As Pasang  $\geq$  As min (OK)

$$P = A_s / (b * d)$$

$$= 0.63\%$$

$$\rho_{\text{max},1} = 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * f_c' / f_y * (600 / (600 + f_y))$$

$$= 2.24\%$$

$$\rho_{\text{max},2} = 2.5\%$$

setelah mendapatkan  $\rho_{\text{max}}$  kita cek apakah  $A_{s\text{max}}$  memenuhi dengan persamaan

$\rho \leq \rho_{\text{max}}$  (OK) setelah itu kita cari nilai  $a$  dengan menggunakan persamaan dibawah

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b)$$

$$= 107.800 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s * f_y * (d - a/2)$$

$$= 1622.287 \text{ Knm}$$

$$C = a / \beta_1$$

$$= 128.991$$

$$E_s = (d - c) / c * 0.003$$

$$= 0.021$$

$$\Phi = 0.65 \leq 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) / 0.003 * 0.25 \leq 0.9$$

$$\phi M_n = \phi * M_n$$

$$= 1460.059 \text{ Knm}$$

Setelah didapatkan nilai  $\phi M_n$  maka kita perlu mengecek apakah kekuatan ijin lebih besar dibandingkan gaya yang dialami bangunan atau  $\phi M_n > M_u$  dinyatakan (OK) dan  $A_s \text{ perlu} = M_u / [f_y * (d - a/2)] = 2910.034$

### 2.8.1.1 Gaya geser pada balok

Didapatkan data geser untuk balok 1 dapat dilihat pada Tabel 2.16 dibawah ini:

**Tabel 2. 18 Data Geser Balok 1**

Panjang Balok (l)		mm	12000
Lebar Balok (b)		mm	600
Tinggi Balok (h)		mm	1100
Panjang Tumpuan	$2 * h$	mm	2200
Diameter Tul. Longitudinal (db)		mm	25
Diameter Tul. Pinggang (dbt)		mm	25
Diameter Tul. Sengkang (ds)		mm	10
Selimut Bersih (Cc)		mm	40
d	$H - Cc - ds - db/2$	mm	1037.5
F'c		Mpa	30
Fy		Mpa	420
Fyv		Mpa	420
$\beta_1$	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 * (f'c - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8357
c1		mm	1200
c2		mm	1200

Lanjutan Tabel 2.18 Data Geser Balok 1

Ln	L-c1	mm	10800
----	------	----	-------

Dan didapatkan gaya geser dari midas sebesar

$$V_{u,tumpuan} = 1015.1 \text{ Kn}$$

$$V_{u,lapangan} = 417.49 \text{ Kn}$$

Gaya desain tumpuan

$$V_g = 514.52 \text{ Kn}$$

$A_s^+$  Tumpuan &  $A_s^-$  Tumpuan menggunakan angka yang sama dengan desain lentur = 3926.991 & 6872.234.

$$a_{pr}^+ = 1.25 a \text{ (tumpuan positif)}$$

$$= 134.750 \text{ mm}^2$$

$$a_{pr}^- = 1.25 a \text{ (tumpuan negatif)}$$

$$= 235.812 \text{ mm}^2$$

$$M_{pr}^+ = A_{s+} * (1.25 f_y) * (d - a_{pr+}/2)$$

$$= 2000078107 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr}^- = A_{s-} * (1.25 f_y) * (d - a_{pr-}/2)$$

$$= 3317824264 \text{ Nmm}$$

$$V_{sway} \text{ atau } V_{pr} = (M_{pr+} + M_{pr-}) / L_n$$

$$= 492398 \text{ N}$$

$$V_e = V_g + V_{pr}$$

$$= 1006918 \text{ N}$$

Cek untuk ketahanan geser beton

$$V_{pr} = 492398 \text{ N}$$

$$1/2 V_e = 503459 \text{ N}$$

$$P_u = 0 \text{ N}$$

$$A_g f_c' / 20 = 990000$$

$$V_c = V_c = 0 \text{ jika } V_{pr} \geq 1/2 V_e \text{ dan } P_u < A_g f_c' / 20$$

$$V_c = 579627 \text{ N}$$

Penulangan geser tumpuan

Disini kita menggunakan jumlah kaki yaitu 8

$$A_v = n * \pi/4 * d_s^2$$

$$= 314.159 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi} = 90 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Max 1} = d / 4$$

$$= 259.38 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Max 2} = 6 d_b$$

$$= 150.00 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Max 3} = 150 \text{ mm}$$

$$V_s = A_v * f_{yv} * d / s$$

$$= 1521054 \text{ N}$$

$$\text{Batas } V_s = 0.66 * (f_c')^{0.5} * b * d$$

$$= 2250318 \text{ N}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$= 2100682 \text{ N}$$

$$V_u = 1006918 \text{ N}$$

$$\phi V_n / V_u = 1.565$$

setelah didapatkan lalu kita cek kapasitasnya dengan menggunakan persamaan  $\phi V_n / V_u \geq 1$  dan dinyatakan (OK)

Lapangan penulangan geser

Pada lapangan kami menggunakan 6 jumlah kaki

$$\begin{aligned} A_v &= n * \pi / 4 * d_s^2 \\ &= 157.080 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Spasi} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi Max} &= d / 2 \\ &= 518.75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= A_v * f_y * d / s \\ &= 684474 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas } V_s &= 0.66 * (f_c')^{0.5} * b * d \\ &= 2250318 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 * (f_c')^{0.5} * b * d \\ &= 579627 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 1264102 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u = 1006918 \text{ N}$$

$$\phi V_n / V_u = 2.271$$

Cek kembali mengenai kapasitasnya menggunakan persamaan  $\phi V_n / V_u \geq 1$  dinyatakan (OK)



### 2.8.1.2 Desain Torsi pada balok Bangunan Utama

Data torsi pada bangunan utama dapat dilihat pada tabel 2.17 dibawah ini

**Tabel 2.19 Data Torsi Balok 1**

Panjang Balok (l)		mm	12000
Lebar Balok (b)		mm	600
Tinggi Balok (h)		mm	1100
Panjang Tumpuan	$2 \cdot h$	mm	2200
Diameter Tul. Longitudinal (db)		mm	25
Diameter Tul. Pinggang (dbt)		mm	25
Diameter Tul. Sengkang (ds)		mm	10
Selimit Bersih (Cc)		mm	40
d	$H - Cc - ds - db/2$	mm	1037.5
F'c		Mpa	30
Fy		Mpa	420
Fyv		Mpa	420
$\beta_1$	$0.65 \leq 0.85 - 0.05 \cdot (f'c - 28) / 7 \leq 0.85$		0.8357
c1		mm	1200
c2		mm	1200
Ln	L-c1	mm	10800

### 2.8.1.3 Parameter Geometri Penampang untuk Perhitungan Torsi

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b * h \\ &= 660000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 * (b + h) \\ &= 3400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_o &= b - 2c_c - d_s \\ &= 510 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_o &= h - 2c_c - d_s \\ &= 1010 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= x_o * y_o \\ &= 515100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0.85 A_{oh} \\ &= 437835 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 * (x_o + y_o) \\ &= 3040 \text{ mm} \end{aligned}$$

Didapatkannya gaya dalam dari midas sebesar  $T_u = 378.62 \text{ kN m}$

Pengecekan Kebutuhan Tulangan Torsi

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 0.33 * (f_c')^{0.5} * A_{cp}^2 / P_{cp} \\ &= 231570654 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$\phi T_{cr} / 4 = 43419498 \text{ Nmm}$$

dilakukan pengecekan apakah memerlukan tulangan torsi dengan menggunakan persamaan  $T_u > \phi T_{cr} / 4$  dan didapatkan bahwa membutuhkannya tulangan torsi. Setelah itu lakukan Pengecekan Kecukupan Dimensi Penampang

jenis torsi = Kompatibilitas

Tu Pakai =  $\phi$  Tcr atau Tu  
= 173677990 Nmm

Vu = 1006918 N

Vc =  $0.17 * (f_c')^{0.5} * b * d$   
= 579627 N

Tegangan Ultimate Geser+Torsi =  $\{ [V_u / b * d]^2 + [T_u P_h / (1.7 A_{oh}^2)]^2 \}^{0.5}$   
= 1.997 MPa

Kapasitas Tegangan Beton =  $\phi * \{ [V_c / (b * d)] + 0.66 * (f_c')^{0.5} \}$   
= 3.410 MPa

Dilakukannya pengecekan dimensi penampang dengan menggunakan persamaan Ruas Kiri  $\leq$  Ruas Kanan di dapatkan (OK)

Parameter Umum Lainnya

$f_y / f_{yt}$  = Kuat Leleh Baja Tulangan Torsi = Kuat Leleh Baja Tulangan Lentur dan Geser = 1

$\theta$  =  $\theta$  diambil untuk balok komponen struktur non prategang =  $45^0$

perhitungan penulangan transversal

n kaki Tumpuan = 4

n kaki Lapangan = 2

s Tumpuan = 90 mm

s Lapangan = 100 mm

s max 1 =  $P_h / 8$   
= 380 mm

s max 2 = 300 mm

Cek Spasi Tumpuan dengan menggunakan persamaan  $s_{\text{Tumpuan}} \geq s_{\text{max}}$  (OK)

Cek spasi lapangan dengan menggunakan persamaan  $s_{\text{Lapangan}} \geq s_{\text{max}}$  (OK)

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{Tumpuan Pasang}} &= n * \pi / 4 * d_s^2 / s \\ &= 3.491 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{Tumpuan Pasang}} &= n * \pi / 4 * d_s^2 / s \\ &= 1.571 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_t / s &= T_u / (2 * \phi * A_o * f_{yv}) \\ &= 0.630 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v / s_{\text{Tumpuan Perlu}} &= (V_u \text{ Tumpuan} / \phi - V_c) / (f_{yv} * d) \\ &= 1.751 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v / s_{\text{Lapangan Perlu}} &= (V_u \text{ Lapangan} / \phi - V_c) / (f_{yv} * d) \\ &= -0.053 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{Tumpuan Perlu}} &= 2 * A_t / s + A_v / s \\ &= 3.010 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{Lapangan Perlu}} &= 2 * A_t / s + A_v / s \\ &= 1.207 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{min 1}} &= 0.062 * (f_c')^{0.5} * b / f_{yv} \\ &= 0.485 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\text{min 2}} &= 0.35 * b / f_{yv} \\ &= 0.500 \end{aligned}$$

Setelah didapatkan kita perlu Cek Geser + Torsi Tumpuan dengan menggunakan persamaan  $A_{v+t} / s_{\text{Pasang}} \geq A_{v+t} / s_{\text{Perlu}}$  dan min (OK) dan Cek Geser + Torsi Lapangan dengan persamaan  $A_{v+t} / s_{\text{Pasang}} \geq A_{v+t} / s_{\text{Perlu}}$  dan min (OK).

Penulangan Longitudinal Torsi

$$d_b \text{ atau } d_{bt} = 25 \text{ mm}$$

$$d_b, \text{ min} = 0.042 s$$

$$= 4.2 \text{ mm}$$

Cek  $d_b$  dengan menggunakan persamaan  $d_b \geq d_b \text{ min}$  (OK)

$$A_s \text{ Perlu Tumpuan Atas} = 5760.632 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Tumpuan Bawah} = 3250.256 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Lapangan Atas} = 3327.709 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ Perlu Lapangan Bawah} = 2910.034 \text{ mm}^2$$

$$A_l = A_t / s * P_h$$

$$= 1914.112 \text{ mm}^2$$

$$A_l \text{ min} = 0.42 * (f_c')^{0.5} * A_{cp} / f_y - (A_t/s) * P_h$$

$$= 1700.857 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Perlu Tumpuan} = 10925.001 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_l \text{ Perlu Lapangan} = 8151.854 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tumpuan Atas} = 14$$

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

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

$$n \text{ Tumpuan Vertikal} = 5$$

$$n \text{ Lapangan Atas} = 9$$

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

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

$$n \text{ Tumpuan Vertikal} = 5$$

$$\text{Spasi Horizontal Tumpuan} = (b - 2cc - 2ds - db) / [\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]$$

$$= 68 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Vertikal Tumpuan} = (h - 2cc - 2ds - db) / (n \text{ Vertikal} - 1)$$

$$= 244 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Horizontal Lapangan} = (b - 2cc - 2ds - db) / [\min(n \text{ atas}, n \text{ bawah}) - 1]$$

$$= 68 \text{ mm}$$

$$\text{Spasi Vertikal Lapangan} = (h - 2cc - 2ds - db) / (n \text{ Vertikal} - 1)$$

$$= 244 \text{ mm}$$

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Tumpuan dengan syarat tidak boleh lebih besar dari 300 mm (OK)

Cek Spasi Tulangan Longitudinal Lapangan dengan syarat tidak boleh lebih besar dari 300 mm (OK)

$$\text{As} + \text{Al Pasang Tumpuan} = 13744.468 \text{ mm}^2$$

$$\text{As} + \text{Al Pasang Lapangan} = 11290.099 \text{ mm}^2$$

Cek Lentur + Torsi Tumpuan menggunakan syarat  $\text{As} + \text{Al Pasang} \geq \text{As} + \text{Al}$  Perlu (OK)

Cek Lentur + Torsi Lapangan menggunakan syarat  $\text{As} + \text{Al Pasang} \geq \text{As} + \text{Al}$  Perlu (OK)

Dari hasil perhitungan diatas, maka didapatkan tulangan yang sesuai untuk Balok 1 (B1) pada bangunan utama:

Longitudinal Tumpuan Atas menggunakan 14D25, Longitudinal Tumpuan Tengah menggunakan 6D25, Longitudinal Tumpuan Bawah menggunakan 8D25, Longitudinal Lapangan Atas menggunakan 9D25, Longitudinal Lapangan Tengah menggunakan 6D25, Longitudinal Lapangan Bawah menggunakan 8D25. Untuk tulangan Sengkang tumpuan menggunakan 8D10-150 dan Sengkang Lapangan 6D10-150.

## 2.8.2 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Balok Bangunan Utama

Hasil rekap perhitungan balok bangunan utama dapat dilihat pada Tabel 2.18, Tabel 2.19 dan untuk perhitungan desain lentur pada balok dapat dilihat pada Tabel 2.20 untuk perhitungan tulangan lentur tumpuan dapat dilihat pada Tabel 2.21, Tabel 2.22, Tabel 2.23 dan Tabel 2.24 sedangkan untuk tulangan lentur lapangan dapat dilihat pada Tabel 2.25, Tabel 2.26, Tabel 2.27 dan Tabel 2.28. Hasil rekap perhitungan balok pada desain geser dapat dilihat pada Tabel 2.29 dan 2.30, hasil perhitungan tulangan geser balok bangunan utama dapat dilihat pada Tabel 2.31 dan Tabel 2.32 lanjut ke hasil rekap perhitungan balok bangunan utama dapat dilihat pada Tabel 2.34 hingga Tabel 2.39 dan hasil tulangan yang digunakan pada balok dapat dilihat pada Tabel 2.40 dan 2.41.

**Tabel 2. 20 Data Balok**

Tipe	L	b	h	db	dbt	ds	Cc	d
B2	12000	550	1000	25	25	10	40	937.5
B3	12000	500	950	22	22	10	40	889
B4	6000	500	900	22	22	10	40	839
B5	6000	450	850	16	16	10	40	792
B6	6000	400	800	16	16	10	40	742

**Tabel 2. 21 Data Balok**

Tipe	f'c	fy	fyt	$\beta_1$	c1	c2	ln
B2	30	420	420	0.8357	1000	1000	11000
B3	30	420	420	0.8357	900	900	11100
B4	30	420	420	0.8357	900	900	5100
B5	30	420	420	0.8357	850	850	5150
B6	30	420	420	0.8357	800	800	5200

**Tabel 2. 22 Desain Lentur**

Tipe	Mu Tumpuan (-)	Mu Tumpuan (+)	Mu Lapangan (-)	Mu Lapangan (+)	Pu
B2	-2083.5	1131.2	-1210	1144.7	0
B3	-1002	570.53	-565.1	588.09	0
B4	-1166.3	602.14	-863.09	505.97	0
B5	-343.1	308.63	-267.2	260.49	0
B6	-204.5	107.26	-156.8	106.9	0

**Tabel 2. 23 Tulangan Lentur Tumpuan Negatif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{\max,1}$	$\rho_{\max,2}$
B2	14	25	6872.234	1681.068	1718.75	1.33%	2.24%	2.50%
B3	9	22	3421.194	1449.183	1481.667	0.77%	2.24%	2.50%
B4	11	22	4181.46	1367.676	1398.333	1%	2.24%	2.50%
B5	7	16	1407.434	1161.954	1188	0.39%	2.24%	2.50%
B6	5	16	1005.31	967.643	989.33	0.34%	2.24%	2.50%

**Tabel 2. 24 Tulangan Lentur Tumpuan Negatif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B2	205.8	2408.939	246.256	0.008	2168.045	2083.52	5943.878
B3	112.698	1196.437	134.853	0.017	1076.794	1001.5	2863.774
B4	137.742	1352.51	164.82	0.012	1217.259	1166.29	3605.735
B5	51.514	452.943	61.641	0.034	407.649	342.14	1066.241
B6	41.395	304.556	49.533	0.042	274.1	204.5	675.036

**Tabel 2. 25 Tulangan Lentur Tumpuan Positif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{\max,1}$	$\rho_{\max,2}$
B2	8	25	3926.911	1681.068	1718.75	0.76%	2.24%	2.50%
B3	6	22	2280.796	1449.183	1481.667	0.51%	2.24%	2.50%
B4	6	22	2280.796	1367.676	1398.333	0.54%	2.24%	2.50%
B5	6	16	1206.372	1161.354	1188	0.34%	2.24%	2.50%
B6	5	16	1005.31	967.643	989.3	0.34%	2.24%	2.50%

**Tabel 2. 26 Tulangan Lentur Tumpuan Positif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B2	117.6	1449.272	140.718	0.017	1304.345	1131.2	3065.134
B3	75.132	815.618	89.902	0.027	734.056	570.53	1595.432
B4	75.132	767.2721	89.902	0.025	690.949	602.14	1788.877
B5	44.155	390.101	52.835	0.042	351.091	308.63	954.425
B6	51.395	304.556	49.533	0.042	274.1	107.26	354.055

**Tabel 2. 27 Tulangan Lentur Lapangan Negatif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{\max,1}$	$\rho_{\max,2}$
B2	8	25	3926.991	1681.068	1718.75	0.76%	2.24%	2.50%
B3	5	22	1900.664	1449.183	1481.667	0.43%	2.24%	2.50%
B4	8	22	3041.062	1367.676	1398.33	0.72%	2.24%	2.50%



**Lanjutan Tabel 2.27 Tulangan Lentur Lapangan Negatif**

B5	6	16	1206.372	1161.954	1188	0.34%	2.24%	2.50%
B6	5	16	1005.31	967.643	989.3	0.34%	2.24%	2.50%

**Tabel 2. 28 Tulangan Lentur Lapangan Negatif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B2	117.6	1449.272	140.718	0.017	1304.345	1209.95	3278.517
B3	62.61	684.48	74.918	0.033	414.212	565.05	1568.753
B4	100.176	1007.635	119.869	0.018	906.871	863.09	2604.823
B5	44.155	390.101	52.835	0.042	351.091	167.22	826.366
B6	41.395	304.556	49.533	0.042	274.1	156.81	517.615

**Tabel 2. 29 Tulangan Lentur Lapangan Positif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{max,1}$	$\rho_{max,2}$
B2	8	25	3926.991	1681.068	1718.75	0.76%	2.24%	2.50%
B3	6	22	2280.796	1449.183	1481.667	0.51%	2.24%	2.50%
B4	5	22	1900.664	1367.676	1398.33	0.45%	2.24%	2.50%
B5	6	16	1206.372	1161.954	1188	0.34%	2.24%	2.50%
B6	5	16	1005.31	967.643	989.33	0.34%	2.24%	2.50%

**Tabel 2. 30 Tulangan Lentur Lapangan Positif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B2	117.6	1449.272	140.718	0.017	1304.345	1144.7	3101.714
B3	75.132	815.618	89.902	0.027	734.056	588.09	1644.537
B4	62.61	644.766	74.918	0.031	580.289	505.97	1491.517
B5	44.155	390.101	52.835	0.042	351.091	260.49	805.554
B6	41.395	304.556	49.533	0.042	274.1	106.9	352.867

**Tabel 2. 31 Desain Geser**

Tipe	$V_u$ tumpuan	$V_u$ lapangan	$V_g$ tumpuan	As+ Tumpuan	As- Tumpuan
B2	881.74	420.08	389.82	3924.991	6872.234
B3	440.42	430.06	148.25	2280.796	3421.194
B4	409.45	398.33	116.7	2280.796	4181.46
B5	217.78	191.16	88.36	1206.372	1407.434
B6	130.75	126.76	44.08	1005.31	1005.31

**Tabel 2. 32 Desain Geser**

Tipe	$a_{pr}^+$	$a_{pr}^-$	$M_{pr}^+$	$M_{pr}^-$	$V_{pr}$	$V_e$
B2	147	257.249	1781283389	2918359651	427240	817060
B3	93.915	140.873	1008276796	1470244312	223290	371540
B4	93.915	172.178	948405894	1652840492	510048	626748
B5	55.193	64.392	484131046	561421004	203020	291380
B6	51.744	51.744	377963486	377963486	145371	189451

**Tabel 2. 33 Tulangan Geser Tumpuan**

Tipe	n	$A_v$	Spasi	Spasi Max 1	Spasi Max 2	Spasi Max 3	$V_s$	$V_n$	$V_u$	$\phi V_n / V_u$
B2	6	471.239	100	234.38	150	150	1855503	1855503	817060	1.703
B3	4	314.159	100	222.25	132	150	1173008	1173008	371540	2.368
B4	4	314.159	80	209.75	132	150	1383793	1983793	626748	1.656
B5	3	235.619	90	198	96	150	1288375	870849	291380	2.242
B6	4	314.159	90	185.5	96	150	1087829	1072923	189451	4.248

**Tabel 2. 34 Tulangan Geser Lapangan**

Tipe	n	$A_v$	Spasi	Spasi Max	$V_s$	$V_c$	$V_n$	$V_u$	$\phi V_n / V_u$
B2	2	157.080	100	468.75	618501	480113	1098614	420080	1.961
B3	2	157.080	100	444.5	586504	413887	1000390	430060	1.745
B4	2	157.080	100	419.5	553517	390608	944126	398330	1.778
B5	2	157.08	150	396	348340	331854	680194	191160	2.669
B6	2	157.08	200	371	244761	276359	521120	126790	3.083

**Tabel 2. 35 Desain Torsi**

Tipe	$A_{cp}$	$P_{cp}$	$x_o$	$y_o$	$A_{oh}$	$A_o$	$P_h$	$T_u$
B2	550000	3100	460	910	418600	355810	2740	307.67
B3	475000	2900	410	860	352600	299710	2540	148.97
B4	450000	2800	410	810	332100	282285	2440	105.26
B5	382500	2600	360	760	273600	232560	2240	98.65
B6	320000	2400	310	710	220100	187085	2040	55.26

**Tabel 2. 36 Tulangan Torsi Transversal**

Tipe	n tumpuan	n lapangan	s tumpuan	s lapangan	s tumpuan pasang	s lapangan pasang	$A_t / s$
B2	6	2	100	100	4.712	1.571	0.59
B3	4	2	100	100	3.142	1.571	0.559
B4	4	2	80	100	3.927	1.571	0.551
B5	3	2	90	150	2.618	1.047	0.521
B6	4	2	90	200	3.491	0.785	0.469

**Tabel 2. 37 Tulangan Torsi Transversal**

Tipe	s tumpuan perlu	s lapangan perlu	s min 1	s min 2
B2	3.947	1.383	0.445	0.458
B3	2.444	1.544	0.404	0.417
B4	3.474	1.501	0.404	0.417
B5	2.209	0.81	0.364	0.375
B6	1.784	0.593	0.323	0.333

**Tabel 2. 38 Tulangan Torsi Longitudinal**

Tipe	db	As Perlu Tump. Atas	As Perlu Tump. Bawah	As Perlu Lap. Atas	As Perlu Lap. Bawah	$A_1$	$A_1$ min
B2	25	5943.818	3065.134	3278.517	3101.714	1616.931	1395.543
B3	22	2863.994	1595.432	1568.573	1644.537	1418.786	1182.896
B4	22	3605.735	1788.877	2604.823	1491.517	1345.13	1119.621
B5	16	1066.241	954.425	826.366	905.554	116.267	928.772
B6	16	675.036	354.055	517.615	352.867	956.448	796.264

**Tabel 2. 39 Tulangan Torsi Longitudinal**

Tipe	$A_s + A_1$ Perlu Tump.	$A_s + A_1$ Perlu Lap.	n Tump. Atas	n Tump. Tengah	n Tump. Bawah	n Tumpuan Vertikal
B2	10625.942	7997.161	14	4	8	4
B3	5877.992	4631.896	9	4	6	4
B4	6739.742	5441.47	11	4	6	4
B5	3186.933	2798.187	7	4	6	4
B6	1985.539	1826.931	5	4	5	4

**Tabel 2. 40 Tulangan Torsi Longitudinal**

Tipe	n Lap. Atas	n Lap. Tengah	n Lap. Atas	n Tump. Vertikal	Spasi Horizontal Tump.	Spasi Vertikal Tump.
B2	8	4	8	4	61	292
B3	5	4	6	4	76	276
B4	8	4	5	4	76	259
B5	6	4	6	4	67	245
B6	5	4	5	4	71	228

**Tabel 2. 41 Tulangan Torsi Longitudinal**

Tipe	Spasi Horizontal Lap	Spasi Vertikal Lap	$A_s + A_l$ Pasang Tump	$A_s + A_l$ Pasang Lap
B2	61	292	12762.72	9817.477
B3	95	276	7222.522	5701.991
B4	95	259	7982.787	6462.256
B5	67	245	3418.053	3216.991
B6	71	228	2814.489	2814.867

**Tabel 2. 42 Tulangan Balok Digunakan**

Tipe	Longitudinal Tump. Atas	Longitudinal Tump. Tengah	Longitudinal Tumpuan Bawah	Longitudinal Lapangan Atas
B2	14D25	4D25	8D25	8D25
B3	9D22	4D22	6D22	5D22
B4	11D22	4D22	6D22	8D22
B5	7D16	4D16	6D16	6D16
B6	5D16	4D16	5D16	5D16

**Tabel 2. 43 Tulangan Balok Digunakan**

Tipe	Longitudinal Lapangan Tengah	Longitudinal Lapangan Bawah	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
B2	4D25	8D25	6D10-100	2D10-100
B3	4D22	6D22	4D10-100	2D10-100
B4	4D22	5D22	5D10-100	2D10-100
B5	4D16	6D16	3D10-90	2D10-150

**Lanjutan Tabel 2.43 Tulangan balok Digunakan**

B6	4D16	5D16	4D10-90	2D10-200
----	------	------	---------	----------

**2.8.3 Rekap Hasil Perhitungan Balok bangunan Penunjang**

Hasil rekap Data balok bangunan penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.42 dan Tabel 2.43 dan untuk perhitungan desain lentur pada balok dapat dilihat pada Tabel 2.44 untuk perhitungan tulangan lentur tumpuan dapat dilihat pada Tabel 2.45, Tabel 2.46, Tabel 2.47 dan Tabel 2.48 sedangkan untuk tulangan lentur lapangan dapat dilihat pada Tabel 2.49, Tabel 2.50, Tabel 2.51 dan Tabel 2.52. Hasil rekap perhitungan balok pada desain geser dapat dilihat pada Tabel 2.53 dan 2.54, hasil perhitungan tulangan geser balok bangunan penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.55 dan Tabel 2.56 lanjut ke hasil rekap perhitungan desain torsi balok bangunan penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.57. hasil tulangan torsi balok bangunan penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.58 sampai dengan 2.63 dan hasil tulangan yang digunakan pada balok dapat dilihat pada Tabel 2.64 dan 2.65.

**Tabel 2. 44 Data Balok**

Type	L	b	h	db	dbt	ds	Cc	d
B1	6000	300	600	16	16	10	40	542
B2	6000	500	500	19	19	10	40	440.5
B3	6000	250	500	16	13	10	40	442
B4	6000	250	450	16	16	10	40	392
B5	8000	400	800	19	19	10	40	740.5
B6	8000	400	750	19	19	10	40	690.5
B7	8000	350	700	19	19	10	40	640.5
B8	8000	350	650	16	16	10	40	592

**Tabel 2. 45 Data Balok**

Type	f <sub>c</sub>	f <sub>y</sub>	f <sub>yt</sub>	β <sub>1</sub>	c1	c2	ln
B1	30	420	420	0.8357	550	550	5450
B2	30	420	420	0.8357	500	500	5500
B3	30	420	420	0.8357	450	450	5550
B4	30	420	420	0.8357	400	400	5600
B5	30	420	420	0.8357	600	550	7400

**Lanjutan Tabel 2.45 Data Balok**

B6	30	420	420	0.8357	550	500	7450
B7	30	420	420	0.8357	500	450	7500
B8	30	420	420	0.8357	450	400	7550

**Tabel 2. 46 Desain Lentur**

Tipe	Mu Tumpuan (-)	Mu Tumpuan (+)	Mu Lapangan (-)	Mu Lapangan (+)	Pu
B1	-194.19	138.18	-87.01	95.93	0
B2	-242.8	137.2	-149.3	99.09	0
B3	-180.3	93.23	-124.4	76.18	0
B4	-73.41	43.85	-44.87	34.57	0
B5	-455.6	399.74	-199.8	247.55	0
B6	-426.9	371.22	-191.2	227.27	0
B7	-236.7	276.95	-135.6	183.34	0
B8	-102	67.45	57.85	60.58	0

**Tabel 2. 47 Tulangan Lentur Tumpuan Negatif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{max,1}$	$\rho_{max,2}$
B1	5	16	1005.310	530.117	542	0.62%	2.24%	2.50%
B2	6	19	1701.172	718.071	734.167	0.77%	2.24%	2.50%
B3	6	16	1206.372	360.258	368.333	1.09%	2.24%	2.50%
B4	3	16	603.186	319.505	326.667	1%	2.24%	2.50%
B5	7	19	1984.701	965.687	987.333	0.67%	2.24%	2.50%
B6	7	19	1984.701	900.482	920.667	0.72%	2.24%	2.50%
B7	4	19	1134.115	730.867	747.25	0.51%	2.24%	2.50%
B8	4	16	804.248	675.524	690.667	0.39%	2.24%	2.50%

**Tabel 2. 48 Tulangan Lentur Tumpuan negatif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B1	55.193	217.197	66.043	0.022	195.477	194.190	838.822
B2	56.039	294.714	67.055	0.017	265.243	242.75	1401.22
B3	79.479	203.816	95.103	0.011	183.434	180.32	1067.301
B4	39.739	94.275	47.551	0.022	84.847	73.41	469.689
B5	81.723	583.201	97.788	0.02	524.881	455.55	1440.29
B6	81.723	541.522	97.788	0.018	487.37	426.92	1564.68
B7	53.37	292.377	63.862	0.027	263.14	263.67	918.029
B8	37.847	193.576	45.287	0.036	174.218	102	423.778

**Tabel 2. 49 Tulangan Lentur Tumpuan Positif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{\max,1}$	$\rho_{\max,2}$
B1	4	16	804.248	530.117	542	0.49%	2.24%	2.50%
B2	4	19	1134.115	718.071	734.167	0.51%	2.24%	2.50%
B3	4	16	804.248	360.258	368.333	0.73%	2.24%	2.50%
B4	2	16	402.124	319.505	326.667	0.41%	2.24%	2.50%
B5	6	19	1701.172	965.687	987.333	0.57%	2.24%	2.50%
B6	6	19	1701.172	900.482	920.667	0.62%	2.24%	2.50%
B7	5	19	1417.644	730.867	747.25	0.63%	2.24%	2.50%
B8	4	16	804.248	675.524	690.667	0.39%	2.24%	2.50%

**Tabel 2. 50 Tulangan Lentur Tumpuan Positif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B1	44.155	175.622	52.835	0.028	158.059	038.180	632.786
B2	37.359	200.925	44.703	0.027	180.833	137.2	774.421
B3	52.986	140.352	63.402	0.018	126.317	93.23	534.23
B4	26.49	63.968	31.701	0.034	57.572	43.85	275.654
B5	70.048	504.057	83.818	0.024	453.651	399.74	1349.106
B6	70.048	468.333	83.818	0.022	412.499	371.22	1348.421
B7	66.713	361.5	79.827	0.021	325.35	276.95	1086.077
B8	37.847	193.576	45.287	0.036	174.218	67.45	280.233

**Tabel 2. 51 Tulangan Lentur Lapangan Negatif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{\max,1}$	$\rho_{\max,2}$
B1	3	16	603.186	530.117	542	0.37%	2.24%	2.50%
B2	4	19	1134.115	718.071	734.167	0.51%	2.24%	2.50%
B3	4	16	804.248	340.258	368.333	0.73%	2.24%	2.50%
B4	2	16	402.124	319.505	326.667	0.41%	2.24%	2.50%
B5	4	19	1134.115	965.687	987.33	0.38%	2.24%	2.50%
B6	4	19	1134.115	900.482	920.667	0.41%	2.24%	2.50%
B7	3	19	850.586	730.867	747.25	0.38%	2.24%	2.50%
B8	4	16	804.248	675.524	690.667	0.39%	2.24%	2.50%



**Tabel 2. 52 Tulangan Lentur Lapangan Negatif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B1b	33.116	133.114	39.626	0.038	119.803	87.010	394.271
B2	37.359	200.925	44.703	0.027	180.833	149.25	842.437
B3	52.986	140.352	63.42	0.018	126.317	124.39	712.784
B4	26.493	63.968	31.701	0.034	57.572	44.87	282.066
B5	46.699	341.599	55.879	0.037	307.439	199.83	663.439
B6	46.699	317.783	55.879	0.034	286.006	191.23	682.469
B7	40.028	221.666	47.896	0.037	199.5	135.55	520.137
B8	37.847	193.576	45.287	0.034	174.218	57.85	240.349

**Tabel 2. 53 Tulangan Lentur Lapangan positif**

Tipe	n	db	As Pasang	As min 1	As min 2	$\rho$	$\rho_{max,1}$	$\rho_{max,2}$
B1	3	16	603.186	530.117	542	0.37%	2.24%	2.50%
B2	3	19	850.586	718.071	734.167	0.39%	2.24%	2.50%
B3	3	16	603.186	360.258	368.333	0.55%	2.24%	2.50%
B4	2	16	402.123	319.505	326.667	0.41%	2.24%	2.50%
B5	4	19	1134.115	965.687	987.33	0.38%	2.24%	2.50%
B6	4	19	1134.115	900.482	920.667	0.41%	2.24%	2.50%
B7	3	19	850.586	730.867	747.25	0.38%	2.24%	2.50%
B8	4	16	804.248	675.524	690.667	0.39%	2.24%	2.50%

**Tabel 2. 54 Tulangan Lentur Lapangan positif**

Tipe	a	$M_n$	c	$\epsilon_s$	$\phi M_n$	Mu	As Perlu
B1	33.116	133.114	39.626	0.038	119.803	95.930	434.691
B2	28.019	152.362	33.527	0.036	137.126	99.09	553.186
B3	39.739	106.942	47.551	0.025	96.248	76.18	429.68
B4	26.693	63.968	31.701	0.034	57.572	34.57	217.312
B5	46.699	341.599	55.879	0.037	307.439	247.55	821.87
B6	49.699	317.783	55.879	0.034	286.004	227.27	811.09
B7	40.028	221.66	47.89	0.037	199.5	183.34	703.519
B8	37.847	193.576	45.287	0.036	174.217	60.58	251.691

**Tabel 2. 55 Desain Geser**

Tipe	Vu tumpuan	Vu lapangan	Vg tumpuan	As+ Tumpuan	As- Tumpuan
B1	206.71	201.91	101.73	804.248	1005.310
B2	206.87	202.39	98.88	1134.115	1701.172



**Lanjutan Tabel 2.55 Desain Geser**

B3	168.33	164.69	82.63	804.248	1206.372
B4	117.39	117.02	49.89	402.124	603.186
B5	261.59	250.38	108.47	1701.172	1984.701
B6	257.26	239.92	109.85	1701.172	1984.701
B7	218.07	211.15	97.39	1417.644	1134.115
B8	111.85	108.85	40.02	804.248	804.248

**Tabel 2. 56 Desain Geser**

Tipe	$a_{pr}^+$	$a_{pr}^-$	$M_{pr}^+$	$M_{pr}^-$	Vpr	$V_e$
B1	55.19	68.992	217196517	267854343	89000	190730
B2	46.70	70.048	248375769	362136786	111002	209882
B3	66.23	99.348	172643078	248477663	75878	158508
B4	33.12	49.674	79261439	116270420	34916	84806
B5	87.56	102.154	622251292	718356917	181163	289633
B6	87.56	102.154	577595516	666258511	166960	276810
B7	83.39	66.713	445668067	361499628	107622	205012
B8	47.31	47.309	239972616	239972616	63569	103589

**Tabel 2. 57 Tulangan Geser Tumpuan**

Tipe	n	$A_v$	Spasi	Spasi Max 1	Spasi Max 2	Spasi Max 3	$V_s$	$V_n$	$V_u$	$\phi V_n / V_u$
B1	2	157.080	90	135.5	96	150	397307	548708	190730	2.158
B2	4	314.159	100	110.13	114	150	581226	581226	209882	2.077
B3	2	157.080	90	110.5	96	150	324003	426893	158508	2.020
B4	2	157.080	90	98	96	150	287351	378602	84806	3.348
B5	2	157.080	100	185.125	114	150	488533	488533	289633	1.265
B6	2	157.080	100	172.625	114	150	455547	455547	276810	1.234
B7	2	157.080	100	160.125	114	150	422560	422560	205012	1.546
B8	2	157.080	90	148	96	150	433959	433959	103589	3.142

**Tabel 2. 58 Tulangan Geser Lapangan**

Tipe	n	$A_v$	Spasi	Spasi Max	$V_s$	$V_c$	$V_n$	$V_u$	$\phi V_n / V_u$
B1	2	157.080	150	271	238384	151401	389786	201910	1.448
B2	2	157.080	150	220.25	193742	205081	398823	202390	1.478
B3	2	157.080	100	221	291603	102890	394492	164690	1.797
B4	2	157.080	100	196	258616	91251	349866	117020	2.242

**Lanjutan Tabel 2.58 Tulangan Geser Lapangan**

B5	2	157.080	150	370.25	325689	275800	601489	250380	1.802
B6	2	157.080	150	345.25	303698	257178	560875	239920	1.753
B7	2	157.080	150	320.25	281707	208736	490442	211150	1.742
B8	2	157.080	150	296	260375	192930	453305	108850	3.123

**Tabel 2. 59 Desain Torsi**

Tipe	$A_{cp}$	$P_{cp}$	$x_o$	$y_o$	$A_{oh}$	$A_o$	$P_h$	$T_u$
B1	180000	1800	210	510	107100	91035	1440	14.9446
B2	250000	2000	410	410	168100	142885	1640	14.9446
B3	125000	1500	160	410	65600	55760	1140	14.9446
B4	112500	1400	160	360	57600	48960	1040	14.9446
B5	320000	2400	310	710	220100	187085	2040	14.9446
B6	300000	2300	310	660	204600	173910	1940	14.9446
B7	245000	2100	260	610	158600	134810	1740	14.9446
B8	227500	2000	260	560	145600	123760	1640	14.9446

**Tabel 2. 60 Tulangan Torsi Transversal**

Tipe	n tump.	n lap.	s tump.	s lap.	s tump. pasang	s lap. pasang	$A_t / s$
B1	2	2	90	150	1.745	1.047	0.261
B2	4	2	100	150	3.142	1.047	0.166
B3	2	2	90	100	1.745	1.571	0.402
B4	2	2	90	100	1.745	1.571	0.397
B5	2	2	100	150	1.571	1.047	0.127
B6	2	2	100	150	1.571	1.047	0.136
B7	2	2	100	150	1.571	1.047	0.176
B8	2	2	90	150	1.745	1.047	0.192

**Tabel 2. 61 Tulangan Torsi Transversal**

Tipe	s tumpuan perlu	s lapangan perlu	s min 1	s min 2
B1	0.973	1.039	0.243	0.250
B2	1.845	0.682	0.404	0.417
B3	1.388	1.433	0.202	0.208
B4	0.927	1.188	0.202	0.208
B5	1.495	0.440	0.323	0.333
B6	1.545	0.489	0.323	0.333
B7	1.368	0.623	0.283	0.292
B8	0.939	0.191	0.283	0.292

**Tabel 2. 62 Tulangan Torsi Longitudinal**

Tipe	db	As Perlu Tump. Atas	As Perlu Tump. Bawah	As Perlu Lap. Atas	As Perlu Lap. Bawah	A <sub>l</sub>	A <sub>l</sub> min
B1	16	898.822	632.786	394.271	434.691	375.230	610.670
B2	19	1401.220	774.421	842.437	553.186	272.271	1097.036
B3	13	1067.301	534.230	712.784	429.680	458.254	226.399
B4	16	469.689	275.654	282.066	217.317	413.204	202.984
B5	19	1550.290	1349.106	663.439	821.870	258.663	1494.049
B6	19	1564.680	1348.421	682.469	811.090	264.619	1378.549
B7	19	918.029	1086.077	520.137	703.519	306.176	1035.744
B8	16	423.778	280.233	240.349	251.691	314.346	931.723

**Tabel 2. 63 Tulangan Torsi Longitudinal**

Tipe	A <sub>s</sub> + A <sub>l</sub> Perlu Tump.	A <sub>s</sub> + A <sub>l</sub> Perlu Lap.	n Tump. Atas	n Tump. Tengah	n Tump. Bawah	n Tump. Vertikal
B1	2142.279	1439.632	5	2	4	3
B2	3272.677	2492.659	6	2	4	3
B3	2059.785	1600.717	6	2	4	3
B4	1158.547	912.586	3	2	2	3
B5	4393.445	2979.358	7	4	6	4
B6	4291.649	2872.107	7	4	6	4
B7	3039.851	2259.401	4	2	5	3
B8	1635.735	1423.763	4	2	4	3

**Tabel 2. 64 Tulangan Torsi Longitudinal**

Tipe	n Lap. Atas	n Lap. Tengah	n Lap. Atas	n Tump. Vertikal	Spasi Horizontal Tump.	Spasi Vertikal Tump.
B1	3	2	3	3	61	242
B2	4	2	3	3	127	191
B3	4	2	3	3	45	192
B4	2	2	2	3	134	167
B5	4	4	4	4	56	227
B6	4	4	4	4	56	210
B7	3	2	3	3	77	291
B8	4	2	4	3	78	267

**Tabel 2. 65 Tulangan Torsi Longitudinal**

Type	Spasi Horizontal Lap.	Spasi Vertikal Lap.	$A_s + A_l$ Pasang Tump.	$A_s + A_l$ Pasang Lap.
B1	92	242	2211.681	1608.495
B2	191	191	3402.345	2551.759
B3	67	192	2276.084	1672.898
B4	134	167	1407.434	1206.372
B5	94	227	4819.989	3402.345
B6	94	210	4819.989	3402.345
B7	116	291	3118.816	2268.230
B8	78	267	2010.619	2010.619

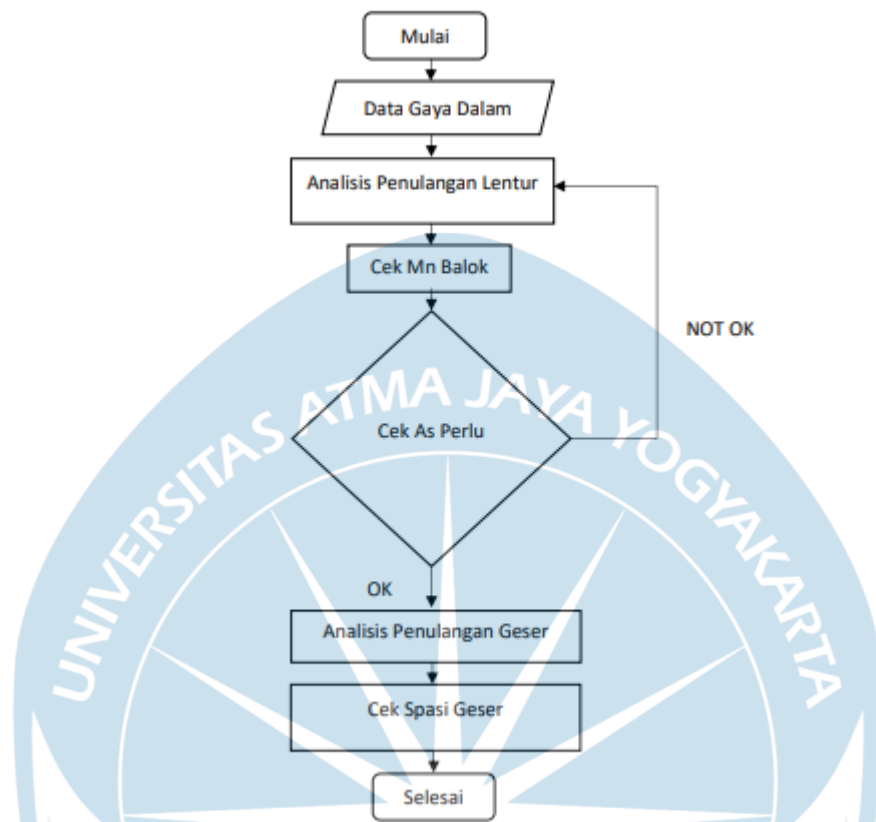
**Tabel 2. 66 Tulangan Balok Digunakan**

Type	Longitudinal Tumpuan Atas	Longitudinal Tumpuan Tengah	Longitudinal Tumpuan Bawah	Longitudinal Lapangan Atas
B1	5D16	2D16	4D16	3D16
B2	6D19	2D19	4D19	4D19
B3	6D16	2D13	4D16	4D16
B4	3D16	2D16	2D16	2D16
B5	7D19	4D19	6D19	4D19
B6	7D19	4D19	6D19	4D19
B7	4D19	2D19	5D19	3D19
B8	4D16	2D16	4D16	4D16

**Tabel 2. 67 Tulangan Balok Digunakan**

Type	Longitudinal Lapangan Tengah	Longitudinal Lapangan Bawah	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
B1	2D16	3D16	2D10-90	2D10-150
B2	2D19	3D19	4D10-100	2D10-150
B3	2D13	3 D16	2D10-90	2D10-100
B4	2D16	2D16	2D10-90	2D10-100
B5	4D19	4D19	2D10-100	2D10-150
B6	4D19	4D19	2D10-100	2D10-150
B7	2D19	3D19	2D10-100	2D10-150
B8	2D16	4D16	2D10-90	2D10-150

## 2.9 Perhitungan Balok Anak



**Gambar 2. 15 Flowchart Perancangan Balok Anak**

Langkah – langkah perancangan balok anak dapat dilihat pada gambar 2.15 dibawah ini dimana langkah pertama dengan cara mendapatkan gaya dalam dari program MIDAS kemudian kita hitung tulangan longitudinal dan transversal pada balok anak.

### 2.9.1 Perancangan Balok Anak

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.6 hingga 18.9 untuk merencanakan balk beton bertukan memerlukan untuk menentukan faktor reduksi kekuatan struktur yang mengalami lentur dan aksial. Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 21.2.2 mengatur sebuah komponen lentur dibagi menjadi 3 kategori dapat dilihat pada gambar 2.16.

- Terkontrol tarik (tension-controlled) hanya mengalami gaya aksial tarik ( $\epsilon_s > 0,005$ ).

- Terkontrol tekan (compression-controlled) hanya mengalami gaya aksial desak/tekan ( $\epsilon_s < \epsilon_y$  atau 0,002 untuk mutu baja 420 MPa dan prategang).
- Transisi kondisi di antara terkontrol tarik dan tekan.

**Tabel 21.2.2 – Faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ) untuk momen, gaya aksial, atau kombinasi momen dan gaya aksial**

Regangan tarik netto ( $\epsilon_t$ )	Klasifikasi	$\phi$			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\epsilon_t \leq \epsilon_y$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\epsilon_y < \epsilon_t < 0,005$	Transisi <sup>[1]</sup>	$0,75 + 0,15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_y)}{(0,005 - \epsilon_y)}$	c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_y)}{(0,005 - \epsilon_y)}$	d)
$\epsilon_t \geq 0,005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

<sup>[1]</sup> Untuk penampang transisi, diperbolehkan memakai nilai faktor kekuatan sama dengan penampang terkontrol tekan

**Gambar 2.16 SNI 2847:2019 Pasal 21.2.2**

Perhitungan balok anak pada bangunan Utama didapatkan data yang diketahui:

- b = 400 mm
- h = 750 mm
- selimut = 40 mm
- f'c = 30 Mpa
- fy = 420 Mpa
- fyt = 280 Mpa
- d tul = 22 mm
- d Sengkang = 10 mm
- lamda = 1
- d = 750 – 40 – 22 – 10  
= 689 mm

### 2.9.1.1 Tulangan Longitudinal Tumpuan

Mu Tumpuan = 475.5 Knm

$$\begin{aligned}
 a &= d - \sqrt{(d^2 - (2 \times \text{Mu tump} \times 10^6) / (0.9 \times 0.85 \times f'c \times b))} \\
 &= 689 - \sqrt{(689^2 - (2 \times 475.5 \times 10^6) / (0.9 \times 0.85 \times 30 \times 400))} \\
 &= 79.799 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= 0.85 - ((0.5 (30-28)) / 7) \\
 &= 0.836
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= a / \beta \\
 &= 79.799 / 0.836 \\
 &= 95.486 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c_{\text{max}} &= 0.375 \times d \\
 &= 0.375 \times 689 \\
 &= 258.375 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena  $c < c_{\text{max}}$ , maka menggunakan  $\phi = 0.9$ , sehingga:

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= (475.5 \times 10^6) / (\phi \times f_y (d - a/2)) \\
 &= (475.5 \times 10^6) / (0.9 \times 420 (689 - 79.799 / 2)) \\
 &= 1937.97 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Didapatkan As perlu sebesar 1937.97 mm<sup>2</sup>

Sehingga didapatkan jumlah tulangan sebanyak:

$$\begin{aligned}
 n &= 1937.97 / (1/4 \times \pi \times 22^2) \\
 &= 5.098 = 6D22
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As use} &= n \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\
 &= 6 \times 1/4 \times \pi \times 22^2 \\
 &= 2280.796 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek terhadap as min dan as max

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\ &= 1,4/420 \times 400 \times 689 \\ &= 918.67 \text{ mm}^2 < 2280.796 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ max} &= \frac{0,36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} \\ &= (0,36 \times 0.936 \times 30 \times 400 \times 689)/420 \\ &= 5922.588 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi tulangan longitudinal tumpuan Tarik didapatkan 6D22

Dan tulangan longitudinal tumpuan tekan didapatkan 5D22

Sehingga untuk longitudinal tumpuan didapatkan total 11D22

### 2.9.1.2 Tulangan Longitudinal Lapangan

Mu Lapangan = 445.9 Knm

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{\left(d^2 - \frac{2 \times Mu \text{ tump} \times 10^6}{0.9 \times 0.85 \times f'_c \times b}\right)} \\ &= 689 - \sqrt{\left(689^2 - \frac{2 \times 445.9 \times 10^6}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 400}\right)} \\ &= 74.53 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 0.85 - \left(\frac{0.5 (30-28)}{7}\right) \\ &= 0.836 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= a/\beta \\ &= 74.53/0.836 \\ &= 89.18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c \text{ max} &= 0.375 \times d \\ &= 0.375 \times 689 \\ &= 258.38 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena  $c < c \text{ max}$ , maka menggunakan  $\phi = 0.9$ , sehingga:



$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \frac{445.9 \times 10^6}{\phi \times f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\
 &= \frac{445.9 \times 10^6}{0.9 \times 420 \left(689 - \frac{74.53}{2}\right)} \\
 &= 1809.98 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Didapatkan As perlu sebesar 1809.98 mm<sup>2</sup>

Sehingga didapatkan jumlah tulangan sebanyak:

$$\begin{aligned}
 n &= 1809.98 / \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2\right) \\
 &= 4.76 = 5D22
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As use} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 1900.664 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek terhadap as min dan as max

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \frac{1.4}{f_y} b d \\
 &= \frac{1.4}{420} 400 \times 689 \\
 &= 918.67 \text{ mm}^2 < 1984.701 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As max} &= \frac{0.36 \beta_1 f'_c b d}{f_y} \\
 &= \frac{0.36 \times 0.936 \times 30 \times 400 \times 689}{420} \\
 &= 5922.588 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi tulangan longitudinal lapangan Tarik dan tekan didapatkan 5D22

### 2.9.1.3 Tulangan Geser Tumpuan

$$V_u \text{ Tumpuan} = 294.3 \text{ Kn}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= 0.75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 689 \\
 &= 192464.2 \text{ N} = 192.46 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Cek syarat  $V_u > \phi V_c$

Jadi:  $294.3 > 192.46$  Kn, sehingga memerlukan tulangan geser.

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

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 294.3 - 192.46 \\ &= 101.84 \text{ Kn}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_s &= 101.84/0.75 \\ &= 135.781 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Cek Batasan dimensi penampang:

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

$$135781 \leq 0,66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 689$$

$$135781 \leq 996285,4 \text{ N}$$

Menghitung spasi Sengkang:

$$\begin{aligned}A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 157,08 \text{ Kn}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} \\ &= \frac{157,08 \times 280 \times 689}{135,781}\end{aligned}$$

$$= 223,1814 \text{ mm}$$

Cek spasi Sengkang didaerah tumpuan:

$$\begin{aligned}0,33\sqrt{f'_c}b_wd &= 0,33 \times \sqrt{30} \times 400 \times 689 \\ &= 498142,7 \text{ N}\end{aligned}$$

Karena  $V_s = 135781 < 498142,7 \text{ N}$

Maka  $S_{\max} = 689/2$

$$= 344,5 \text{ mm}$$

Karena spasi perlu  $<$  Spasi Max, maka digunakan Spasi perlu =  $224,59 \Rightarrow 220 \text{ mm}$

Maka tulangan geser digunakan D10-220

### Tulangan Geser Lapangan

$$V_u \text{ Lapangan} = 136.4 \text{ Kn}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\ &= 0.75 \times 0.17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 689 \\ &= 192464.2 \text{ N} = 192.46 \text{ Kn}\end{aligned}$$

Cek syarat  $V_u > \phi V_c$

Jadi:  $136.4 < 192.46 \text{ Kn}$ , karena  $V_c > V_u$ , maka hanya memerlukan tulangan minimum

$$\begin{aligned}\text{Maka } S_{\text{max}} &= 689/2 \\ &= 345.5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena menggunakan  $S_{\text{max}}$ , maka spasi yang digunakan =  $345.5 \Rightarrow 300 \text{ mm}$

Maka tulangan geser digunakan D10-300

### 2.9.2 Rekapitulasi Perhitungan Balok Anak Bangunan Utama

Didapatkan hasil perhitungan balok anak bangunan utama dari setiap Tipe yang ada di bangunan utama dapat dilihat pada Tabel 2.66 dibawah ini.

Tabel 2. 68 Rekapitulasi Balok Anak Bangunan Utama

Keterangan	BA 2	BA3	
b	350	300	mm
h	750	650	mm
Selimum	40	40	mm
$f_c'$	30	30	Mpa
$f_y$	420	420	Mpa
$f_{yt}$	280	280	
d tul	19	19	Knm
Mu Tump	339	145.9	Knm
Mu Lap	302.5	92.14	mm
d Sengkang	10	10	mm
Lamda	1	1	mm
d	690.5	590.5	mm
Longitudinal Tumpuan	BA 2	BA3	
a	64.09505603	37.049	mm
$\beta$	0.835714286	0.835714286	
c	76.69493884	44.332	mm
c max	258.9375	221.44	mm

**Lanjutan Tabel 2.68 Rekap Balok Anak Bangunan Utama**

As Perlu	1362.019941	674.82	mm <sup>2</sup>
n	4.803816203	2.38	
As Use	1417.644	850.59	mm <sup>2</sup>
As Min	805.5833333	590.5	mm <sup>2</sup>
As Max	5193.546429	3806.917	mm <sup>2</sup>
Digunakan	10D 19	6D19	
<b>Longitudinal Lapangan</b>	BA 2	BA3	
a	56.8824233	23.12	mm
$\beta$	0.835714286	0.835714286	
c	68.06443814	27.6599	mm
c max	258.9375	221..438	mm
As Perlu	1208.751495	421.038	mm <sup>2</sup>
n	4.26324156	3	
As Use	1417.644	850.59	mm <sup>2</sup>
As min	805.5833333	590.5	mm <sup>2</sup>
As max	5193.546429	3806.917	mm <sup>2</sup>
Digunakan	10D 19	6D19	
Geser Tumpuan	BA 2	BA3	
Vu	281.3	99.7	kN
$\phi Vc$	168.7728326	123.712	kN
$\phi Vs$	112.5271674	-24.012	kN
Vs	150.0362232	-32.02	kN
Av	157.0796327	157.0796	mm <sup>2</sup>
s	202.4162934	-811.204	mm
Cek Spasi	436823.802	320195.9	N
S max	345.25	295.25	mm
Digunakan	2D 200	2D 250	
Geser Lapangan	BA 2	BA3	
Vu	187	79.8	kN
$\phi Vc$	168.7728326	123.712	kN
S max	345.25	296.75	mm
Digunakan	2D 300	2D 250	

### 2.9.3 Rekap Perhitungan Balok Anak Bangunan Penunjang

Didapatkan hasil perhitungan balok anak bangunan penunjang dari setiap tipe yang ada di bangunan penunjang dilihat pada Tabel 2.69 dibawah ini.

**Tabel 2. 69 Rekap Balok Anak Bangunan Penunjang**

Keterangan	BA 1	BA 2	BA 3	BA 4	BA 5	BA 6	Satuan
------------	------	------	------	------	------	------	--------

Lanjutan Tabel 2.69 Rekapitan Balok Anak Bangunan Penunjang

b	300	250	200	350	300	250	mm
h	500	450	400	650	600	550	mm
Selimut	40	40	40	40	40	40	mm
f'c	30	30	30	30	30	30	Mpa
fy	420	420	420	420	420	420	Mpa
fyt	280	280	280	280	280	280	
d tul	16	16	16	16	13	13	Knm
Mu Tump	136.57	53.44	50.8	155.77	85.14	50.48	Knm
Mu Lap	136.57	53.44	44.02	155.77	85.14	50.48	mm
d Senggang	10	10	10	10	10	10	mm
Lamda	1	1	1	1	1	1	mm
d	442	392	342	592	543.5	493.5	mm
Longitudinal Tumpuan	BA 1	BA 2	BA 3	BA 4	BA 5	BA 6	
a	47.42142757	24.53	34.1	33.71775615	23.24984492	18.16	mm
$\beta$	0.835714286	0.835714286	0.835714286	0.835714286	0.835714286	0.835714286	
c	56.74358855	29.3497	40.76	40.34603299	27.82032726	21.73	mm
c max	165.75	147	128.25	222	203.8125	185.06	mm
As Perlu	863.7474308	372.2999	413.55	716.5023181	423.4793183	275.68	mm <sup>2</sup>
n	4.295927287	1.85	2.06	3.563590177	3.190477008	4	
As Use	1005.31	402.12	603.19	804.25	530.93	530.93	mm <sup>2</sup>
As Min	442	326.67	228	690.6666667	543.5	411.25	mm <sup>2</sup>
As Max	2849.546939	2106	1469.9	4452.685714	3503.911224	2651.3	mm <sup>2</sup>
Digunakan	10D 16	4D16	5D16	8D 16	8D 13	8D13	
Longitudinal Lapangan	BA 1	BA 2	BA 3	BA 4	BA 5	BA 6	

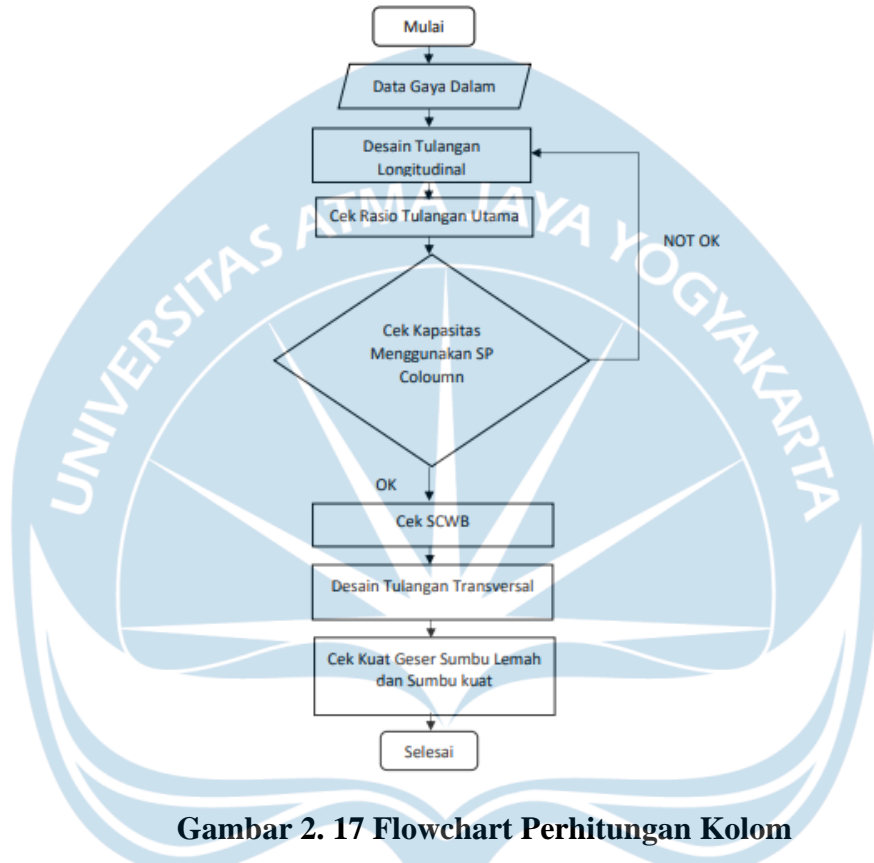
Lanjutan Tabel 2.69 Rekapitan Balok Anak Bangunan Penunjang

a	47.42142757	24.53	29.297	33.71775615	23.24984492	18.1625	mm
$\beta$	0.835714286	0.835714286	34.72324939	0.835714286	0.835714286	0.835714286	
c	56.74358855	29.35	35.06	40.34603299	27.82032726	21.73	mm
c max	165.75	147	128.25	222	203.8125	185.1	mm
As Perlu	863.7474308	372.2999	355.75	716.5023181	423.4793183	275.68	mm <sup>2</sup>
n	4.295927287	1.85	1.77	3.563590177	3.190477008	4	
As Use	1005.31	402.124	402.12	804.25	530.92	530.93	mm <sup>2</sup>
As min	442	326.67	228	690.6666667	543.5	411.25	mm <sup>2</sup>
As max	2849.546939	2106	1469.9	4452.685714	3503.911224	2651.304	mm <sup>2</sup>
Digunakan	10D 16	4D16	4D16	8D 16	8D 13	8D13	
Geser Tumpuan	BA 1	BA 2	BA 3	BA 4	BA 5	BA 6	
Vu	188.21	72.32	58.18	60.79	41.15	32.01	kN
$\phi V_c$	92.60071418	68.44	47.77	144.6973452	113.8653578	86.16	kN
$\phi V_s$	95.60928582	3.88	10.41	-	-	-54.15	kN
Vs	127.4790478	5.18	13.88	-	-	-72.198	kN
Av	157.0796327	157.1	157.1	157.0796327	157.0796327	157.0796	mm <sup>2</sup>
s	152.4970235	3330.91	1083.4	-	-	-300.64	mm
Cek Spasi	239672.4367	177133.5	123631.9	374510.7759	294710.3379	222998.4	N
S max	221	196	171	296	271.75	246.75	mm
Digunakan	2D 150	2D 150	2D 150	2D 250	2D 250	2D 200	
Geser Lapangan	BA 1	BA 2	BA 3	BA 4	BA 5	BA 6	
Vu	188.21	72.32	60.9	60.79	41.15	32.01	kN
$\phi V_c$	92.60071418	68.44	57.77	144.6973452	113.8653578	86.158	kN
S max	221	196	171	296	271.75	246.8	mm

Lanjutan Tabel 2.69 Rekapitan Balok Anak Bangunan Penunjang

Digunakan	2D 150	2D 150	2D 150	2D 250	2D 200	2D 200	
-----------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--

### 2.10 Perhitungan Kolom



Gambar 2. 17 Flowchart Perhitungan Kolom

Langkah – langkah menentukan perancangan dalam pembuatan kolom dengan langkah awal kita menentukan dimensi kolom kemudian modeling ke dalam progam MIDAS setelah itu masukan output berupa momen geser torsi, setelah dimasukan output cek scwb pada kolom dan setelah itu kita menentukan desain transversalnya dapat dilihat pada gambar 2.17.

Dalam merancang sebuah kolom tentu saja ada syarat – syarat yang perlu diperhatikan. Syarat dimensi penampang dengan memperhatikan dimensi penampang terkecil diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri dan tidak kurang dari 300 mm. rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0.4

Pada perancangan kolom harus memperhatikan kekuatan lentur kolom yang harus diperhatikan  $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$  yang dapat diartikan bahwa  $\sum M_{nc}$  merupakan jumlah kekuatan lentur nominal kolom – kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.  $\sum M_{nb}$  adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka – muka joint. Perhitungan tersebut akan dapat dihasilkan yang dimana disebut *strong column – weak beam* perhitungan ini dilakukan dengan adanya persamaan.

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

Dalam perhitungan tulangan ada hal yang perlu diperhatikan, tentunya persyaratannya. Luas tulangan longitudinal  $A_{st}$  tidak boleh kurang dari  $0,01 A_g$  dan tidak melebihi  $0,006 A_g$ . Pada sambungan lewatan hanya diizinkan dalam daerah tengah tinggi kolom yang ada, hal ini juga harus didesain sebagai sambungan lewatan Tarik dan harus dilingkupi tulangan *transversal*.

Persyaratan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang  $10d$  dari muka hubungan balok – kolom, dikedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencakupi.

Tulangan transversal harus sesuai dengan poin poin seperti:

- a. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpuk atau yang biasa disebut dengan overlap, dimana Sengkang pengekang bunda atau pengekang persegi dengan atau tanpa ikat silang.
- b. Setiap tekukan ujung Sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- c. merupakan batasan yang diizinkan untuk Sengkang pengekang dimana ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih dari diameter Sengkang. Ikat silang yang berurutan harus diselangseling ujung sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.
- d. Penggunaan Sengkang pengekang persegi ataupun ikat silang tulangan transversal harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal harus sesuai.



- e. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi  $h_x$  antara tulangan-tulangan longitudinal disepanjang parimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki Sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350mm.
- f. Nilai  $h_x$  tidak boleh melebihi 200 mm hal ini dikarenakan ketika  $P_u > 0,3A_g f'_c$  atau  $f'_c > 70$  Mpa pada kolom dengan Sengkang pengekang di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari Sengkang pengekang ataupun kait gempa.

Syarat tulangan transversal harus memiliki jarak pada daerah sepanjang  $l_0$  tidak melebihi nilai terkecil dari

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi terkecil komponen struktur.
2. 6 kali diameter tulangan memanjang.
3.  $100 \text{ mm} \leq S_0 = 100 + \frac{(350 - h_x)}{3} \leq 150 \text{ mm}$

Jarak tulangan transversal pada daerah luar  $l_0$  diberikan Sengkang dengan spasi  $s$  yang tidak melebihi  $6d_b$  dan 150 mm. kuat geser kolom srpmk harus memiliki gaya geser rencana ( $V_e$ ) yang ditentukan dengan memperhitungkan gaya – gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok – kolom pada setiap komponen struktur. Gaya pada hubungan balok kolom diambil atau ditentukan gaya yang memiliki kuat momennya maksimum yang terjadi. Pada setiap ujung batang yang sesuai dengan rentang beban aksial terfaktor  $P_u$  yang bekerja pada batang tersebut.

Gaya geser rencana tidak boleh lebih kecil dibandingkan dengan gaya geser terfaktor yang dihasilkan oleh analisis struktur atau gaya geser yang dibutuhkan. Lalu tulangan transversal sepanjang  $l_0$  harus didesain sedemikian rupa untuk menahan geser dengan mengasumsikan  $V_c = 0$  hal ini dapat terjadi jika gaya geser akibat gempa setidaknya 50% dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang  $l_0$  dan gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  dikategorikan atau termasuk pengaruh gempa kurang dari  $A_g f'_c / 20$ . Untuk kekuatan geser rencana kolom srpmk dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$V_e = (M_{prc\ a} + M_{prc\ x\ b}) / l_c$$

Maka dari itu berikut adalah perhitungan untuk kolom bangunan utama dengan data kolom yang dapat dilihat pada Tabel 2.68.

**Tabel 2. 70 Data Kolom K1**

<b>Aksial - Lentur</b>			
<b>Kondisi</b>	<b>P (kN)</b>	<b>M2 (kN-m)</b>	<b>M3 (kN-m)</b>
P max	-198.680	-252.300	-412.240
P min	-7442.210	-12.450	-89.000
M2 Max	-3821.650	1281.32	258.73
M2 Min	-3776.220	-1246.990	33.66
M3 Max	-1586.49	-30.67	1342.92
M3 Min	-999.530	-49.730	-1294.500

Dan gaya geser pada midas didapatkan dapat dilihat pada Tabel 2.69.

**Tabel 2. 71 Data Gaya Geser K1**

<b>Geser</b>	
<b>Tumpuan</b>	
V2 (kN)	-366.100
V3 (kN)	-539.64
<b>Lapangan</b>	
V2 (kN)	-366.100
V3 (kN)	-539.64

Setelah mengetahui nilai gaya yang terjadi pada kolom 1 bangunan utama lakukan pendesainan longitudinal dimana didapatkan nilai data dapat dilihat pada Tabel 2.70

**Tabel 2. 72 Data Kolom Pehitungan Longitudinal K1**

Tinggi Kolom (l)	mm	5600
b	mm	1200
h	mm	1200
Diameter Tul. Longitudinal (db)	mm	29
Diameter Tul. Sengkang (ds)	mm	10
Selimit Bersih (Cc)	mm	40
F'c	Mpa	30
Fy	Mpa	420
Fyt	Mpa	420
Hb	mm	1100
Ln	mm	4500

Setelah itu cek syarat gaya dan geometri pada kolom Syarat Gaya Aksial dengan persamaan  $P_u > 0.1 A_g f_c'$  ; Syarat Sisi Terpendek  $b \geq 300$  ; Syarat Rasio Dimensi Penampang  $b/h \geq 0.4$  pada kolom 1 bangunan utama dinyatakan (OK)

Dilakukannya Pengecekan Terhadap Gaya Dalam Aksial-Lentur (Menggunakan PCA Column, atau SP Column, atau CSI Column, dll.)

$$\text{Jumlah Tulangan, } n = 32$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Tulangan Longitudinal, } A_s &= n * \pi/4 * d_b^2 \\ &= 21136.6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio Tulangan, } \rho &= A_s / (b * h) \\ &= 1.47\% \end{aligned}$$

Cek  $\rho_{\min}$  dan  $\rho_{\max}$  dengan persamaan  $1\% \leq \rho \leq 6\%$

Pengecekan Strong Column - Weak Beam (SCWB)

$$\text{SCWB} \quad = 2 * M_{nc} \geq 1.2 * (M_n^- + M_n^+) \quad (\text{OK})$$

### 2.10.1 Desain transversal

Untuk melakukan perhitungan desain transversal didapatkan data untuk kolom K1 yang dapat dilihat pada Tabel 2.71.

**Tabel 2. 73 Data Kolom K1**

Tinggi Kolom (l)	mm	5600
b	mm	1200
h	mm	1200
Diameter Tul. Longitudinal (db)	mm	29
Diameter Tul. Sengkang (ds)	mm	10
Selimut Bersih (Cc)	mm	40
F'c	Mpa	30
Fy	Mpa	420
Fyt	Mpa	420
Hb	mm	1100
Ln	mm	4500

Panjang Zona Sendi Plastis:

$$\begin{aligned} l_{o1} &= h \\ &= 1200 \text{ mm} \\ l_{o2} &= L_n / 6 \\ &= 750.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l_{o3} &= 450 \text{ mm} \\
 l_o &= \text{Max} (l_{o1}; l_{o2}; l_{o3}) \\
 &= 1200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah Kaki Sisi Pendek, } n_1 &= 8 \\
 \text{Jumlah Kaki Sisi Panjang, } n_2 &= 8 \\
 \text{Spasi, } s &= 80 \\
 \text{Spasi Kaki Terbesar, } x_i \text{ max} &= 300 \\
 \text{Ash 1} &= n * \pi/4 * d_s^2 \\
 &= 628.319 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ash 2} &= n * \pi/4 * d_s^2 \\
 &= 628.319 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ash / s, 1} &= 7.854 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 \text{Ash / s, 2} &= 7.854 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

#### Confinement/Kekangan Zona Sendi Plastis

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar Penampang Inti Beton, } b_c &= b - 2c_c \\
 &= 1120 \text{ mm} \\
 \text{Panjang Penampang Inti Beton, } h_c &= h - 2c_c \\
 &= 1120 \text{ mm} \\
 \text{Luas Penampang Kolom, } A_g &= b * h \\
 &= 1440000 \\
 \text{Luas Penampang Inti Beton, } A_{ch} &= 1254400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

#### Sisi Pendek/Sumbu Lemah

$$\begin{aligned}
 \text{Ash/s min, 1} &= 0.3 (b_c * f_c' / f_{yv}) * (A_g / A_{ch} - 1) \\
 &= 3.551 \text{ mm}^2 \\
 \text{Ash/s min, 2} &= 0.09 * b_c * f_c' / f_{yv} \\
 &= 7.200 \text{ mm}^2 \\
 \text{Cek Ash/s 1} &= \text{Ash/s 1} \geq \text{Ash/s min} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Sisi Panjang/Sumbu Kuat

$$\begin{aligned} \text{Ash/s min, 1} &= 0.3 (hc * fc' / fyv) * (Ag / Ach - 1) \\ &= 3.551 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash/s min, 2} &= 0.09 * hc * fc' / fyv \\ &= 7.200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Cek Ash/s 2} = \text{Ash/s 2} \geq \text{Ash/s min} \quad (\text{OK})$$

Cek Spasi

$$\begin{aligned} \text{smax,1} &= b / 4 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{smax,2} &= 6 * db \\ &= 174 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{hx} &= xi \text{ max} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{smax,3} = s_o &= 100 \leq 100 + (350 - hx) / 3 \leq 150 \\ &= 116.667 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Smax} &= \text{Min} (\text{smax1}, \text{smax2}, \text{smax3}) \\ &= 116.667 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat Geser Zona Sendi Plastis

$$\text{Mpr Kolom} = 7249.269 \text{ Knm}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu 1} &= 2 * \text{Mpr Kolom} / L_n \\ &= 3221898 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya Geser Hasil Analisis Struktur

$$\text{Vu 2, Sumbu Lemah} = 336100 \text{ N}$$

$$V_{u2, \text{Sumbu Kuat}} = 539640 \text{ N}$$

#### Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah

$$V_u = 3221898 \text{ N}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$V_c = 0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f_c')^{0.5} h d; d = b - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$= 1268761 \text{ N}$$

$$V_s \text{ Perlu} = V_u / \Phi - V_c$$

$$= 3027103 \text{ N}$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = V_s / (f_{yv} * d); d = b - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$= 6.3473 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0.062 (f_c')^{0.5} h / f_{yv}$$

$$= 0.9703 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s/s \text{ Min 2} = 0.35 h / f_{yv}$$

$$= 1.0000 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Cek  $A_s/s$  dengan menggunakan persamaan  $A_s/s \geq \text{Max} (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$

(OK)

#### Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

$$V_u = 3221898 \text{ N}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$V_c = 0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f_c')^{0.5} b d; d = h - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$= 1268761 \text{ N}$$

$$V_s \text{ Perlu} = V_u / \Phi - V_c$$

$$= 3027103 \text{ N}$$

$$A_s/s \text{ Perlu} = V_s / (f_{yv} * d); d = h - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$= 6.3473 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s/s \text{ Min 1} = 0.062 (f_c')^{0.5} b / f_{yv}$$

$$= 0.9703 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s/s \text{ Min } 2 = 0.35 b / f_y v$$

$$= 1.0000 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Cek  $A_s/s$  dengan menggunakan persamaan  $A_{sh}/s \geq \text{Max} (A_s/s \text{ Perlu}, A_s/s \text{ Min})$   
(OK)

Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Lapangan

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

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

$$\text{Spasi, } s = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ Sumbu Lemah} &= n \cdot \pi/4 \cdot d_s^2 \\ &= 157.080 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ Sumbu Kuat} &= n \cdot \pi/4 \cdot d_s^2 \\ &= 157.080 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Confinement/Kekangan Luar Zona Sendi Plastis

$$\begin{aligned} \text{Spasi max 1} &= 6 d_b \\ &= 174.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Spasi max 2} = 150 \text{ mm}$$

Cek Spasi dengan menggunakan persamaan  $\text{Spasi} \leq \text{Spasi Max}$  (OK)

Kuat Geser Luar Zona Sendi Plastis

$$V_u = 336100 \text{ N}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 (1 + N_u/(14 A_g)) (f_c')^{0.5} h d; d = b - c_c - d_s - d_b / 2 \\ &= 1268761 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena  $V_c > V_u$ , maka hanya diperlukan tulangan minimum.



Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat

$$V_u = 539640 \text{ N}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$V_c = 0.17 (1 + N_u / (14 A_g)) (f_c')^{0.5} b d; d = h - c_c - d_s - d_b / 2$$

$$= 1268761 \text{ N}$$

Karena  $V_c > V_u$ , maka hanya diperlukan tulangan minimum.

Dari perhitungan diatas, maka didapatkan tulangan kolom 1 bangunan utama didapatkan Tulangan longitudinal 32D29, Tulangan Transversal/Senggang Tumpuan didapatkan 10D10-100, dan Tulangan Transversal/Senggang Lapangan didapatkan 2D10-100.

### 2.10.2 Rekapitan Hasil Perhitungan Kolom Bangunan Utama

Data hasil perhitungan seluruh tipe kolom longitudinal pada bangunan utama dapat dilihat pada tabel 2.71 rekapitan hasil gaya dalam dan gaya SCWB dapat dilihat pada Tabel 2.73 dan 2.74 .hasil desain Transversal pada kolom bangunan utama dapat dilihat pada Tabel 2.75 . dan untuk tulangan Transversal sendi plastis dapat dilihat pada Tabel 2.76 . hasil perhitungan sisi pendek dan sisi panjang atau sisi sumbu lemah dan sumbu kuat dapat dilihat pada Tabel 2.77 dan 2.78. hasil perhitungan spasi tulangan transversal sendi plastis dapat dilihat pada Tabel 2.79 untuk nilai perhitungan kuat geser zona sendi plastis dapat dilihat pada Tabel 2.80. didapatkan hasil perhitungan tahanan sumbu geser lemah dan sumbu geser kuat yang dapat dilihat pada 2.81 dan 2.82 sehingga dari semua perhitungan didapat tulangan transversal sendi plastis yang dapat dilihat pada Tabel 2.83 dan hasil tulangan kolom yang digunakan pada bangunan utama dapat dilihat pada Tabel 2.84

**Tabel 2. 74 Data Kolom Longitudinal**

Tipe	L	b	h	db	ds	cc	f'c	fy	fyv	hb	Ln
K2	4400	1000	1000	29	10	40	30	420	420	1000	3400
K3Atas	4400	900	900	29	10	40	30	420	420	950	3450
K3Bawah	5600	900	900	29	10	40	30	420	420	900	4700
K4	4400	850	850	29	10	40	30	420	420	850	3550
K5	4400	800	800	29	10	40	30	420	420	800	3600

**Tabel 2. 75 Cek Gaya Dalam Aksial-Lentur**

Tipe	n	As	$\rho$
K2	24	15852.5	1.59%
K3Atas	24	15852.5	1.96%
K3Bawah	24	15852.5	1.96%
K4	20	13210.4	1.83%
K5	20	13210.4	2.06%

**Tabel 2. 76 Cek Gaya SCWB**

Tipe	Mnc	Mn-	Mn+	cek SCWB
K2	3823.567	2083.52	1131.2	OK
K3Atas	1952.167	1001.5	570.53	OK
K3Bawah	2107.756	2281.98	602.14	OK
K4	1887.378	2083.52	308.63	OK
K5	1364.656	1001.5	107.26	OK

**Tabel 2. 77 Desain Transversal**

Tipe	lo1	lo2	lo3	lo
K2	1000	566.7	450	1000
K3Atas	900	575	450	900
K3Bawah	900	783.3	450	900
K4	850	591.7	450	850
K5	800	600	450	800

**Tabel 2. 78 Tulangan Transversal Sendi Plastis**

Tipe	n1	n2	Spasi	Xi max	Ash1	Ash2	Ash/s 1	Ash/s 2
K2	6	6	70	300	471.239	471.239	6.732	6.732
K3Atas	6	6	80	300	471.239	471.239	5.890	5.890
K3Bawah	6	6	80	300	471.239	471.239	5.890	5.890
K4	6	6	90	300	471.239	471.239	5.236	5.236
K5	6	6	100	300	471.239	471.329	4.712	4.712

**Tabel 2. 79 Sisi Pendek**

Tipe	Ash/s 1	Ash/s 2
K2	3.578	5.914

**Lanjutan Tabel 2.79 Sisi Pendek**

K3Atas	3.596	5.271
K3Bawah	3.596	5.271
K4	3.607	4.95
K5	3.619	4.629

**Tabel 2. 80 Sisi Panjang**

Tipe	Ash/s 1	Ash/s 2
K2	3.578	5.914
K3Atas	3.596	5.271
K3Bawah	3.596	5.271
K4	3.607	4.95
K5	3.619	4.629

**Tabel 2. 81 Cek Spasi**

Tipe	Smax 1	Smax 2	hg	So	Smax 3
K2	250	174	300	116.667	116.667
K3Atas	225	174	300	166.667	166.667
K3Bawah	225	174	300	116.667	166.667
K4	212.5	174	300	116.667	166.667
K5	200	174	300	116.667	116.667

**Tabel 2. 82 Kuat Geser Zona Sendi Plastis**

Tipe	Mpr	Vu1	Vu Sumbu Lemah	Vu Sumbu Kuat
K2	3606.567	2121510	1194600	606530
K3Atas	3027.556	1755105	533050	381810
K3Bawah	3008.322	1280137	336100	539640
K4	2473.434	1393484	336100	539640
K5	2338.377	1299098	336100	539640

**Tabel 2. 83 Tahanan Geser Sumbu Lemah**

Tipe	Vu use	Vc	Vs perlu	As/s Perlu	As/s Min 1	As/s Min 2
K2	2121510	871076	1957604	4.9823	0.8085	0.8333
K3Atas	1755105	700167	1639973	4.6735	0.7277	0.75
K3Bawah	1280137	700162	1006688	2.8688	0.7277	0.75

**Lanjutan Tabel 2.83 Tahanan Geser Sumbu Lemah**

K4	1393484	621696	1236283	3.7473	0.6873	0.7083
K5	1299098	547881	1184250	3.8336	0.6468	0.6667

**Tabel 2. 84 Tahanan Geser Sumbu Kuat**

Tipe	Vu use	Vc	Vs perlu	As/s Perlu	As/s Min 1	As/s Min 2
K2	2121510	871076	1957604	4.9823	0.8085	0.8333
K3Atas	1755105	700167	1639973	4.6735	0.7277	0.75
K3Bawah	1280137	700167	1006683	2.8688	0.7277	0.75
K4	1393484	621696	1236283	3.7473	0.6873	0.7083
K5	1299098	547881	1184250	3.8336	0.6468	0.6667

**Tabel 2. 85 Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis**

Tipe	n1	n2	Spasi	Av Lemah	Av Kuat
K2	4	4	150	314.159	314.519
K3Atas	2	2	150	157.08	157.08
K3Bawah	2	2	150	157.08	157.08
K4	2	2	150	157.08	157.08
K5	2	2	150	157.08	157.08

**Tabel 2. 86 Tulangan yang Digunakan**

Tipe	Longitudinal	Senggang Tumpuan	Senggang Lapangan
K2	24D29	6D10-70	4D10-150
K3Atas	24D29	6D10-80	2D10-150
K3Bawah	24D29	6D10-80	2D10-150
K4	20D29	6D10-90	2D10-150
K5	20D29	6D10-100	2D10-150

### 2.10.3 Rekap Hasil Perhitungan Kolom Bangunan Penunjang

Data hasil perhitungan seluruh tipe kolom longitudinal pada bangunan penunjang dapat dilihat pada tabel 2.85. hasil perhitungan pengecekan gaya dapat dilihat pada tabel 2.86 dan Tabel 2.87. hasil perhitungan zona sendi plastis seluruh tipe kolom penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.88 dari perhitungan yang dilakukan didapatkan nilai seluruh tipe kolom bangunan penunjang untuk tulang transversal

sendi plastis yang dapat dilihat pada Tabel 2.89, guna mengetahui nilai sumbu lemah dan sumbu kuat atau sumbu pendek dan sumbu panjang dapat dilihat pada Tabel 2.90 dan 2.91 sehingga dari perhitungan yang sudah dilakukan didapatkan panjang spasi tulangan yang dapat dilihat pada Tabel 2.92 dari perhitungan didapatkan gaya geser pada kolom yaitu kuat geser sendi plastis, tahanan geser sumbu lemah dan tahanan geser sumbu kuat yang dapat dilihat pada Tabel 2.93, tabel 2.94 dan Tabel 2.95. sehingga setelah didapatkannya gaya geser didapatkannya tulangan Transversal luar sendi plastis yang dapat dilihat pada Tabel 2.96 dan tulangan yang digunakan pada setiap tipe kolom yang ada pada bangunan penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.97

**Tabel 2. 87 Data Kolom Longitudinal**

Tipe	L	b	h	db	ds	cc	f'c	fy	fyv	hb	Ln
K1	4250	550	550	25	10	40	30	420	420	600	3650
K2	4250	500	500	25	10	40	30	420	420	550	3700
K3	4250	450	450	25	10	40	30	420	420	500	3750
K4	4250	400	400	25	10	40	30	420	420	450	3800
K5	4250	600	550	25	10	40	30	420	420	800	3450
K6	4250	550	500	25	10	40	30	420	420	750	3500
K7	4250	500	450	25	10	40	30	420	420	700	3550
K8	4250	450	400	25	10	40	30	420	420	450	3800

**Tabel 2. 88 Cek Gaya Aksial-Lentur**

Tipe	n	As	$\rho$
K1	20	9817.5	3.25%
K2	16	7854	3.14%
K3	16	7854	3.88%
K4	8	3927.0	2.45%
K5	20	9817.5	2.97%
K6	20	9817.5	3.57%
K7	16	7854	3.49%
K8	12	5890.5	3.27%

**Tabel 2. 89 Cek Gaya**

Tipe	Mnc	Mn-	Mn+	cek SCWB
K1	285.667	194.19	138.18	OK
K2	418.902	242.75	137.2	OK

**Lanjutan Tabel 2.89 Cek Gaya**

K3	357.98	209.45	96.27	OK
K4	249.027	73.41	43.850	OK
K5	402.078	455.55	138.18	OK
K6	471.921	426.92	137.2	OK
K7	405.728	236.67	96.27	OK
K8	239.46	102	43.85	OK

**Tabel 2. 90 Zona Sendi Plastis**

Tipe	lo1	lo2	lo3	lo
K1	550	608.3	450	608.3
K2	500	616.7	450	616.7
K3	450	625	450	625
K4	400	633.3	450	633.3
K5	550	575	450	575
K6	500	583.3	450	583.3
K7	450	591.7	450	591.7
K8	400	633.3	450	633.3

**Tabel 2. 91 Tulangan Transversal Sendi Plastis**

Tipe	n1	n2	Spasi	Xi max	Ash1	Ash2	Ash/s 1	Ash/s 2
K1	6	6	100	300	471.239	471.239	4.712	4.712
K2	4	4	80	300	314.159	314.159	3.927	3.927
K3	4	4	80	300	314.159	314.159	3.927	3.927
K4	3	3	60	300	235.619	235.619	3.927	3.927
K5	4	4	80	300	314.159	314.159	3.927	3.927
K6	5	5	80	300	392.699	392.699	4.909	4.909
K7	5	5	80	300	392.699	392.699	4.909	4.909
K8	4	4	75	300	314.159	314.159	4.189	4.189

**Tabel 2. 92 Sisi Pendek**

Tipe	Ash/s 1	Ash/s 2
K1	3.72	3.021
K2	3.755	2.7
K3	3.799	2.379
K4	3.857	2.057
K5	3.903	3.343
K6	3.959	3.021
K7	4.031	2.7

**Lanjutan Tabel 2.92 Sisi Pendek**

K8	4.125	2.379
----	-------	-------

**Tabel 2. 93 Sisi Panjang**

Tipe	Ash/s 1	Ash/s 2
K1	3.72	3.021
K2	3.755	2.7
K3	3.799	2.379
K4	3.857	2.057
K5	3.527	3.021
K6	3.538	2.7
K7	3.551	2.379
K8	3.568	2.057

**Tabel 2. 94 Cek Spasi**

Tipe	Smax 1	Smax 2	hg	So	Smax 3
K1	137.5	150	300	116.67	116.67
K2	125	150	300	116.667	116.667
K3	112.5	150	300	116.667	112.5
K4	100	150	300	116.667	100
K5	150	150	300	116.667	116.667
K6	137.5	150	300	116.667	116.667
K7	125	150	300	116.667	116.667
K8	112.5	150	300	116.667	112.5

**Tabel 2. 95 Kuat Geser Sendi Plastis**

Tipe	Mpr	Vu1	Vu Sumbu Lemah	Vu Sumbu Kuat
K1	648.073	355109	89320	36290
K2	528.878	285880	112220	54440
K3	465.829	248442	75200	42990
K4	250.978	132094	36960	30490
K5	857.8	497275	101920	38360
K6	711.154	406374	98240	44430
K7	469.789	264670	101700	48410
K8	391.611	206111	42490	14480

**Tabel 2. 96 Tahanan Geser Sumbu Lemah**

Tipe	Vu use	Vc	Vs perlu	As/s Perlu	As/s Min 1	As/s Min 2
K1	355109	249664	223815	1.0931	0.4447	0.4583
K2	285880	203689	177484	0.9659	0.4043	0.4167
K3	248442	162370	168886	1.0377	0.3638	0.375
K4	132094	125707	50418	0.3557	0.3234	0.3333
K5	497275	275270	387764	1.7177	0.4447	0.4583
K6	406374	224057	314864	1.5378	0.4043	0.4167
K7	264670	183316	169577	0.9229	0.3638	0.375
K8	206111	144325	130490	0.8018	0.3234	0.3333

**Tabel 2. 97 Tahanan Geser Sumbu Kuat**

Tipe	Vu	Vc	Vs perlu	As/s Perlu	As/s Min 1	As/s Min 2
K1	355109	249664	223815	1.0931	0.4447	0.4583
K2	285880	203689	177484	0.9659	0.4043	0.4167
K3	248442	162370	168886	1.0377	0.3638	0.375
K4	132094	125707	50418	0.3557	0.3234	0.3333
K5	497275	272360	390674	1.9081	0.4851	0.5
K6	406374	224057	317774	1.7294	0.4447	0.4583
K7	264670	180406	172487	1.0598	0.4043	0.4167
K8	206111	141415	133400	0.9411	0.3638	0.375

**Tabel 2. 98 Tulangan Transversal Luar Sendi Plastis**

Tipe	n1	n2	Spasi	Av Lemah	Av Kuat
K1	2	2	150	157.08	157.08
K2	2	2	150	157.08	157.08
K3	2	2	150	157.08	157.08
K4	2	2	150	157.08	157.08
K5	2	2	150	157.08	157.08
K6	2	2	150	157.08	157.08
K7	2	2	150	157.08	157.08
K8	2	2	150	157.08	157.08

**Tabel 2. 99 Tulangan yang Digunakan**

Tipe	Longitudinal	Senggang Tumpuan	Senggang Lapangan
K1	20D25	6D10-100	2D10-150



**Lanjutan Tabel 2.99 Tulangan yang Digunakan**

K2	16D25	4D10-80	2D10-150
K3	16D25	4D10-80	2D10-150
K4	8 D25	3D10-60	2D10-150
K5	20D25	4D10-80	2D10-150
K6	20D25	5D10-80	2D10-150
K7	16D25	5D10-80	2D10-150
K8	12D25	4D10-75	2D10-150

### **2.11 Hubungan Balok Kolom**

Hubungan antara kolom dengan balok berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 18.8 mengenai Joint Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

1. Gaya-gaya untuk tulangan longitudinal balok pada muka joint wajib dihitung dengan asumsi tegangan pada tulangan Tarik lentur adalah  $1,25F_y$ .
2. Tulangan longitudinal balok yang berhenti di dalam sebuah kolom wajib diteruskan kepada muka terjauh dari inti kolom terkekang dan harus tersalurkan dalam Tarik dan tekan.
3. Apabila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui joint balokkolom, dimensi kolom yang parallel kepada tulangan balok tersebut tidak diperbolehkan kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal balok terbesar untuk beton normal. Bila beton ringan, dimensinya tidak diijinkan untuk di bawah 26 kali diameter tulangan.
4. Tinggi joint  $h$  tidak diperbolehkan kurang dari 0,5 tinggi balok yang merangka pada joint dan yang mengakibatkan geser di joint sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik.
5. Hitungan tulangan transversal
  - Apabila di tiap sisi joint terdapat balok yang merangka dan jika lebar dari tiap balok tersebut minimal 0,75 lebar kolom, maka jumlah tulangan yang dibutuhkan dapat dikurangi hingga setengahnya.

- Tulangan longitudinal balok yang terdapat di luar inti kolom wajib dikekang oleh tulangan transversal yang menembus kolom dengan spasi yang sudah ditentukan.
- Jika tulangan momen negative balok memakai tulangan berkepala yang berhenti pada joint, maka ujung atas kolom wajib diteruskan di atas joint setidaknya setinggi h. Untuk alternatif, tulangan pada balok harus dikekang di muka atas joint oleh tulangan joint vertikal tambahan
- Kuat geser  $V_n$  joint wajib sesuai dengan tabel yang di bawah ini :

Konfigurasi Joint	$V_n$
Untuk joint yang terkekang oleh balok pada 4 sisi	$1,2\sqrt{f'c} Ag$
Untuk joint yang terkekang oleh balok pada 3 sisi atau 2 sisi berlawanan	$1,7\sqrt{f'c} Ag$
Untuk kasus kasus lainnya	$1,0\sqrt{f'c} Ag$

- Luas penampang efektif pada suatu joint,  $A_j$ , wajib dihitung dari tinggi joint dikali dengan lebar joint efektif. Tinggi joint wajib sama dengan lebar kolom(h). Lebar joint efektif wajib selebar dengan kolom, kecuali apabila terdapat balok yang merangka kepada kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak diperbolehkan melebihi nilai terkecil dari lebar balok ditambahkan tinggi joint, dan 2 kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok kepada sisi kolom.

Properti Material dan Penampang :

b Balok : 600 mm

h Balok : 1100 mm

b kolom : 1200 mm

h kolom : 1200 mm

Tinggi kolom : 5600 mm

ln : 4500 mm

Data Lebar dan Eksentrisitas Balok :

Lebar Balok 1, bb 1 = 600 mm

Lebar Balok 2, bb 2 = 600 mm

Lebar Balok 3, bb 3 = 600 mm

Lebar Balok 4, bb4 = 600 mm

$$\begin{aligned} X1a &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 1})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X1b &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 1})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Lebar sisi kolom 1} &= b \text{ balok 1} + X1a + X1b = 300 + 300 + 600 \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X2a &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 2})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X2b &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 2})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Lebar sisi kolom 2} &= b \text{ balok 2} + X2a + X2b = 300 + 300 + 600 \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X3a &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 3})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X3b &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 3})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Lebar sisi kolom 3} &= b \text{ balok 3} + X3a + X3b = 300 + 300 + 600 \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X4a &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 4})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X4b &= (h \text{ kolom} - b \text{ balok 4})/2 = (1200 - 600) / 2 \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Lebar sisi kolom 4} &= b \text{ balok 4} + X4a + X4b = 300 + 300 + 600 \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi Join :

X terkecil sisi 1, X1 = 300 mm

$$X \text{ terkecil sisi 2, } X_2 = 300 \text{ mm}$$

$$X \text{ terkecil sisi 3, } X_3 = 300 \text{ mm}$$

$$X \text{ terkecil sisi 4, } X_4 = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Joint Sisi 1, } b_{j1} = \text{Nilai Terkecil antara (b balok +h kolom) atau (b balok + (2 x } X_1))$$

$$= 600 + 1200 = 1800 \text{ mm, } 600 + (2 \times 300) = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai yang di ambil} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Joint Sisi 2, } b_{j2} = \text{Nilai Terkecil antara (b balok +h kolom) atau (b balok + (2 x } X_2))$$

$$= 600 + 1200 = 1800 \text{ mm, } 600 + (2 \times 300)$$

$$= 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai yang di ambil} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Joint Sisi 3, } b_{j3} = \text{Nilai Terkecil antara (b balok +h kolom) atau (b balok + (2 x } X_3))$$

$$= 600 + 1200 = 1800 \text{ mm, } 600 + (2 \times 300)$$

$$= 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai yang di ambil} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Joint Sisi 4, } b_{j4} = \text{Nilai Terkecil antara (b balok +h kolom) atau (b balok + (2 x } X_4))$$

$$= 600 + 1200 = 1800 \text{ mm, } 600 + (2 \times 300)$$

$$= 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai yang di ambil} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Efektif Joint Y, } b_j = \text{Nilai terkecil antara } b_{j1} \text{ dan } b_{j2} \\ = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Efektif Joint X, } h_j = \text{Nilai terkecil antara } b_{j3} \text{ dan } b_{j4} \\ = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Efektif Joint Gempa X, } A_{jX} = b_j \times h \text{ kolom} \\ = 1200 \times 1200 \\ = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas Efektif Joint Gempa Y, } A_{jY} = h_j \times b \text{ kolom} \\ = 1200 \times 1200 \\ = 1440000 \text{ mm}^2$$

Data dan Gaya Tulangan Balok :

Diameter Tulangan Utama Balok,  $d_b = 25$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Atas Balok 1, } A_{s-1} &= 14 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 6872.234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Bawah Balok 1, } A_{s+1} &= 7 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 3926.991 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Atas Balok 2, } A_{s-2} &= 14 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 6872.234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Bawah Balok 2, } A_{s+2} &= 7 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 3926.991 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Atas Balok 3, } A_{s-3} &= 14 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 6872.234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Bawah Balok 3, } A_{s+3} &= 7 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 3926.991 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Atas Balok 4, } A_{s-4} &= 14 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 6872.234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan Bawah Balok 4, } A_{s+4} &= 7 \times \pi \times \frac{1}{4} \times 25^2 \\ &= 3926.991 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tegangan Probable Tulangan, } f_{pr} = f_y \times 1,25 = 420 \times 1,25 = 525 \text{ MPa}$$

$$\text{Gaya Tulangan Atas Balok 1, } F_{s-1} = A_{s-1} \times f_{pr} = 3607923 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Tulangan Bawah Balok 1, } F_{s+1} = A_{s+1} \times f_{pr} = 2061670 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Tulangan Atas Balok 2, } F_{s-2} = A_{s-2} \times f_{pr} = 3607923 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Tulangan Bawah Balok 2, } F_{s+2} = A_{s+2} \times f_{pr} = 2061670 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Tulangan Atas Balok 3, } F_{s-3} = A_{s-3} \times f_{pr} = 3607923 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Tulangan Bawah Balok 3, } F_{s+3} = A_{s+3} \times f_{pr} = 2061670 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Tulangan Atas Balok 4, } F_{s-4} = A_{s-4} \times f_{pr} = 3607923 \text{ N}$$

$$\text{Gaya Tulangan Bawah Balok 4, } F_{s+4} = A_{s+4} \times f_{pr} = 2061670 \text{ N}$$

**Gaya Geser Akibat Balok :**

$$\begin{aligned} \text{Geser Ketika Arah Gempa X-} &= F_{s-3} + F_{s+4} \\ &= 3607923 + 2061670 = 5669593 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser Ketika Arah Gempa X} &= F_{s-4} + F_{s+3} \\ &= 3607923 + 2061670 = 5669593 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser Ketika Arah Gempa Y} &= F_{s-1} + F_{s+2} \\ &= 3607923 + 2061670 = 5669593 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser Ketika Arah Gempa Y} &= F_{s-2} + F_{s+1} \\ &= 3607923 + 2061670 = 5669593 \text{ N} \end{aligned}$$

### **Kuat Geser Joint :**

$$\text{Konfigurasi Joint} = 3$$

$$\text{Faktor Pengali Kuat Geser, } c = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Nominal Joint Gempa X, } V_{nX} &= c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times A_{jX} \\ &= 1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1440000 = 7887205 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y, } V_{nY} &= c \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times A_{jY} \\ &= 1 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1440000 = 7887205 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor Reduksi, } \Phi = 0,85$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Joint Gempa X, } \Phi V_{nX} &= \Phi \times V_{nX} \\ &= 0,85 \times 7887205 = 6704124 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat Geser Joint Gempa X, } \Phi V_{nY} &= \Phi \times V_{nY} \\ &= 0,85 \times 7887205 = 6704124 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Geser Joint Gempa X, } V_{uX} &= \text{Nilai tertinggi dari Arah Gempa X} \\ &= 4219325 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Geser Joint Gempa Y, } V_{uY} &= \text{Nilai tertinggi dari Arah Gempa y} \\ &= 4219325 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Keamanan Gempa X, } S_{FX} &= \Phi V_{nX} / V_{uX} = 6704124 / 4219325 \\ &= 1,589 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor Keamanan Gempa Y, } S_{FY} &= \Phi V_{nY} / V_{uY} = 6704124 / 4219325 \\ &= 1,589 \end{aligned}$$

### **Tulangan Transversal :**

Digunakan confinement = tumpuan kolom

### **Panjang Penyaluran Tarik :**

$$\begin{aligned} \text{ldh hitung} &= f_y \times d_b / (5,4 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}) \\ &= 420 \times 25 / (5,4 \times 1 \times \sqrt{30}) \\ &= 355,005 \text{ mm} \end{aligned}$$

ldh pakai = 355,005 mm

**Tabel 2. 100 Rekapitan Perhitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan Utama**

Properti Material dan Penampang	K2	K3	K4	K5	Satuan
b Balok	550	500	450	400	mm
h Balok	1000	950	850	800	mm
b Kolom	1000	900	850	800	mm
h Kolom	1000	900	850	800	mm
Tinggi Kolom	4400	4400	4400	4400	mm
Ln	3400	3450	3550	3600	mm
Data Lebar dan Eksentrisitas Balok	K2	K3	K4	K5	Satuan
Lebar Balok 1, bb 1	550	500	450	400	mm
Lebar Balok 2, bb 2	550	500	450	400	mm
Lebar Balok 3, bb 3	550	500	450	400	mm
Lebar Balok 4, bb4	550	500	450	400	mm
X1a	225	200	200	200	mm
X1b	225	200	200	200	mm
Cek Lebar sisi kolom 1	1000	900	850	800	mm
X2a	225	200	200	200	mm
X2b	225	200	200	200	mm
Cek Lebar sisi kolom 2	1000	900	850	800	mm
X3a	225	200	200	200	mm
X3b	225	200	200	200	mm
Cek Lebar sisi kolom 3	1000	900	850	800	mm
X4a	225	200	200	200	mm
X4b	225	200	200	200	mm
Cek Lebar sisi kolom 4	1000	900	850	800	mm
Dimensi Join	K2	K3	K4	K5	Satuan
X terkecil sisi 1, X1	225	200	200	200	mm
X terkecil sisi 2, X2	225	200	200	200	mm
X terkecil sisi 3, X3	225	200	200	200	mm
X terkecil sisi 4, X4	225	200	200	200	mm
Lebar Joint Sisi 1, bj1	1000	900	850	800	mm
Lebar Joint Sisi 2, bj2	1000	900	850	800	mm
Lebar Joint Sisi 3, bj3	1000	900	850	800	mm
Lebar Joint Sisi 4, bj4	1000	900	850	800	mm
Lebar Efektif Joint Y, bj	1000	900	850	800	mm
Lebar Efektif Joint X, hj	1000	900	850	800	mm
Luas Efektif Joint Gempa X, AjX	1000000	810000	722500	640000	mm <sup>2</sup>
Luas Efektif Joint Gempa Y, AjY	1000000	810000	722500	640000	mm <sup>2</sup>
Data dan Gaya Tulangan Balok	K2	K3	K4	K5	Satuan
Diameter Tulangan Utama Balok, db	25	22	16	16	

**Lanjutan Tabel 2.101 Rekapitan Hitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan Utama**

Tulangan Atas Balok 1, As-1	6872.234	3421.194	1407.434	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 1, As+1	3926.991	2280.796	1206.372	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 2, As-2	6872.234	3421.194	1407.434	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 2, As+2	3926.991	2280.796	1206.372	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 3, As-3	6872.234	3421.194	1407.434	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 3, As+3	3926.991	2280.796	1206.372	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 4, As-4	6872.234	3421.194	1407.434	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 4, As+4	3926.991	2280.796	1206.372	1005.31	mm <sup>2</sup>
Tegangan Probable Tulangan, f <sub>pr</sub>	525	525	525	525	MPa
Gaya Tulangan Atas Balok 1, F <sub>s-1</sub>	3607923	1796127	738903	527788	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 1, F <sub>s+1</sub>	2061670	1197418	633345	527788	N
Gaya Tulangan Atas Balok 2, F <sub>s-2</sub>	3607923	1796127	738903	527788	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 2, F <sub>s+2</sub>	2061670	1197418	633345	527788	N
Gaya Tulangan Atas Balok 3, F <sub>s-3</sub>	3607923	1796127	738903	527788	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 3, F <sub>s+3</sub>	2061670	1197418	633345	527788	N
Gaya Tulangan Atas Balok 4, F <sub>s-4</sub>	3607923	1796127	738903	527788	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 4, F <sub>s+4</sub>	2061670	1197418	633345	527788	N
<b>Gaya Geser Akibat Balok</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>	<b>K4</b>	<b>K5</b>	<b>Satuan</b>
Geser Ketika Arah Gempa X-	5669593	2993545	1372248	1055575	N
Geser Ketika Arah Gempa X+	5669593	2993545	1372248	1055575	N
Geser Ketika Arah Gempa Y-	5669593	2993545	1372248	1055575	N
Geser Ketika Arah Gempa Y+	5669593	2993545	1372248	1055575	N
<b>Kuat Geser Joint</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>	<b>K4</b>	<b>K5</b>	<b>Satuan</b>
Konfigurasi Joint	3	3	3	3	
Faktor Pengali Kuat Geser, c	1	1	1	1	
Kuat Geser Nominal Joint Gempa X, V <sub>nX</sub>	5477226	4436553	3957295	3505424	N
Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y, V <sub>nY</sub>	5477226	4436553	3957295	3505424	N
Faktor Reduksi, $\Phi$	0.85	0.85	0.85	0.85	
Kuat Geser Joint Gempa X, $\Phi V_{nX}$	4655642	3771070	3363701	2979611	N
Kuat Geser Joint Gempa X, $\Phi V_{nY}$	4655642	3771070	3363701	2979611	N



**Lanjutan Tabel 2.101 Rekapitan Hitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan Utama**

Gaya Geser Joint Gempa X, VuX	4047033	2178210	1007959	803495	N
Gaya Geser Joint Gempa Y, VuY	4047033	2178210	1007959	803495	N
Faktor Keamanan Gempa X, SFX	1.15	1.731	3.337	3.708	
Faktor Keamanan Gempa Y, SFY	1.15	1.731	3.337	3.708	
<b>Tulangan Transversal</b>	K2	K3	K4	K5	Satuan
Digunakan Confinement	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	
<b>Panjang Penyaluran Trail</b>	K2	K3	K4	K5	Satuan
ldh Hitung	355.005	312.405	227.203	227.203	mm
ldh Pakai	355.005	312.405	227.203	227.203	mm

**Tabel 2. 101 Rekapitan Perhitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan Penunjang**

<b>Properti Material dan Penampang</b>	K1	K2	K3	K4	Satuan
b Balok	300	300	250	250	mm
h Balok	600	550	500	450	mm
b Kolom	550	500	450	400	mm
h Kolom	550	500	450	400	mm
Tinggi Kolom	4400	4400	4400	4400	mm
<b>Ln</b>	3800	3850	3900	3950	mm
<b>Data Lebar dan Eksentrisitas Balok</b>	K1	K2	K3	K4	Satuan
Lebar Balok 1, bb 1	300	300	250	250	mm
Lebar Balok 2, bb 2	300	300	250	250	mm
Lebar Balok 3, bb 3	300	300	250	250	mm
Lebar Balok 4, bb4	300	300	250	250	mm
X1a	125	100	100	75	mm
X1b	125	100	100	75	mm
Cek Lebar sisi kolom 1	550	500	450	400	mm
X2a	125	100	100	75	mm
X2b	125	100	100	75	mm
Cek Lebar sisi kolom 2	550	500	450	400	mm
X3a	125	100	100	75	mm
X3b	125	100	100	75	mm
Cek Lebar sisi kolom 3	550	500	450	400	mm
X4a	125	100	100	75	mm
X4b	125	100	100	75	mm
Cek Lebar sisi kolom 4	550	500	450	400	mm

**Lanjutan 2.101 Rekapitulasi Perhitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan  
Penunjang**

Dimensi Join	K1	K2	K3	K4	Satuan
X terkecil sisi 1, X1	125	100	100	75	mm
X terkecil sisi 2, X2	125	100	100	75	mm
X terkecil sisi 3, X3	125	100	100	75	mm
X terkecil sisi 4, X4	125	100	100	75	mm
Lebar Joint Sisi 1, bj1	550	500	450	400	mm
Lebar Joint Sisi 2, bj2	550	500	450	400	mm
Lebar Joint Sisi 3, bj3	550	500	450	400	mm
Lebar Joint Sisi 4, bj4	550	500	450	400	mm
Lebar Efektif Joint Y, bj	550	500	450	400	mm
Lebar Efektif Joint X, hj	550	500	450	400	mm
Luas Efektif Joint Gempa X, AjX	302500	250000	202500	160000	mm <sup>2</sup>
Luas Efektif Joint Gempa Y, AjY	302500	250000	202500	160000	mm <sup>2</sup>
Data dan Gaya Tulangan Balok	K1	K2	K3	K4	Satuan
Diameter Tulangan Utama Balok, db	16	16	16	16	
Tulangan Atas Balok 1, As-1	1005.31	1206.372	1206.372	603.186	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 1, As+1	804.248	804.248	804.248	402.124	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 2, As-2	1005.31	1206.372	1206.372	603.186	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 2, As+2	804.248	804.248	804.248	402.124	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 3, As-3	1005.31	1206.372	1206.372	603.186	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 3, As+3	804.248	804.248	804.248	402.124	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 4, As-4	1005.31	1206.372	1206.372	603.186	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 4, As+4	804.248	804.248	804.248	402.124	mm <sup>2</sup>
Tegangan Probable Tulangan, fpr	525	525	525	525	MPa
Gaya Tulangan Atas Balok 1, Fs-1	527788	633345	633345	316673	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 1, Fs+1	422230	422230	422230	211115	N
Gaya Tulangan Atas Balok 2, Fs-2	527788	633345	633345	316673	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 2, Fs+2	422230	422230	422230	211115	N
Gaya Tulangan Atas Balok 3, Fs-3	527788	633345	633345	316673	N

**Lanjutan 2.101 Rekapitulasi Perhitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan Penunjang**

Gaya Tulangan Bawah Balok 3, $F_{s+3}$	422230	422230	422230	211115	N
Gaya Tulangan Atas Balok 4, $F_{s-4}$	527788	633345	633345	316673	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 4, $F_{s+4}$	422230	422230	422230	211115	N
<b>Gaya Geser Akibat Balok</b>	K1	K2	K3	K4	Satuan
Geser Ketika Arah Gempa X-	950018	1055575	1055575	527788	N
Geser Ketika Arah Gempa X+	950018	1055575	1055575	527788	N
Geser Ketika Arah Gempa Y-	950018	1055575	1055575	527788	N
Geser Ketika Arah Gempa Y+	950018	1055575	1055575	527788	N
<b>Kuat Geser Joint</b>	K1	K2	K3	K4	Satuan
Konfigurasi Joint	3	3	3	3	
Faktor Pengali Kuat Geser, c	1	1	1	1	
Kuat Geser Nominal Joint Gempa X, $V_{nX}$	1656861	1369306	1109138	876356	N
Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y, $V_{nY}$	1656861	1369306	1109138	876356	N
Faktor Reduksi, $\Phi$	0.85	0.85	0.85	0.85	
Kuat Geser Joint Gempa X, $\Phi V_{nX}$	1408332	1163910	942767	744903	N
Kuat Geser Joint Gempa X, $\Phi V_{nY}$	1408332	1163910	942767	744903	N
Gaya Geser Joint Gempa X, $V_{uX}$	794767	869743	929306	469698	N
Gaya Geser Joint Gempa Y, $V_{uY}$	794767	869743	929306	469698	N
Faktor Keamanan Gempa X, $S_{FX}$	1.772	1.338	1.014	1.586	
Faktor Keamanan Gempa Y, $S_{FY}$	1.772	1.338	1.014	1.586	
<b>Tulangan Transversal</b>	K1	K2	K3	K4	Satuan
Digunakan Confinement	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	
<b>Panjang Penyaluran Trail</b>	K1	K2	K3	K4	Satuan
Idh Hitung	227.203	227.203	227.203	227.203	mm
Idh Pakai	227.203	227.203	227.203	227.203	mm
<b>Properti Material dan Penampang</b>	K5	K6	K7	K8	Satuan
b Balok	400	400	350	350	mm
h Balok	800	750	700	650	mm
b Kolom	600	550	500	450	mm
h Kolom	550	500	450	400	mm
Tinggi Kolom	4400	4400	4400	4400	mm
$l_n$	3600	3650	3700	3750	mm

**Lanjutan 2.101 Rekapitulasi Perhitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan  
Penunjang**

Data Lebar dan Eksentrisitas Balok	K5	K6	K7	K8	Satuan
Lebar Balok 1, bb 1	400	400	350	350	mm
Lebar Balok 2, bb 2	400	400	350	350	mm
Lebar Balok 3, bb 3	400	400	350	350	mm
Lebar Balok 4, bb4	400	400	350	350	mm
X1a	75	50	50	25	mm
X1b	75	50	50	25	mm
Cek Lebar sisi kolom 1	550	500	450	400	mm
X2a	75	50	50	25	mm
X2b	75	50	50	25	mm
Cek Lebar sisi kolom 2	550	500	450	400	mm
X3a	100	75	75	50	mm
X3b	100	75	75	50	mm
Cek Lebar sisi kolom 3	600	550	500	450	mm
X4a	100	75	75	50	mm
X4b	100	75	75	50	mm
Cek Lebar sisi kolom 4	600	550	500	450	mm
Dimensi Join	K5	K6	K7	K8	Satuan
X terkecil sisi 1, X1	75	50	50	25	mm
X terkecil sisi 2, X2	75	50	50	25	mm
X terkecil sisi 3, X3	100	75	75	50	mm
X terkecil sisi 4, X4	100	75	75	50	mm
Lebar Joint Sisi 1, bj1	550	500	450	400	mm
Lebar Joint Sisi 2, bj2	550	500	450	400	mm
Lebar Joint Sisi 3, bj3	600	550	500	450	mm
Lebar Joint Sisi 4, bj4	600	550	500	450	mm
Lebar Efektif Joint Y, bj	550	500	450	400	mm
Lebar Efektif Joint X, hj	600	550	500	450	mm
Luas Efektif Joint Gempa X, AjX	360000	302500	250000	202500	mm <sup>2</sup>
Luas Efektif Joint Gempa Y, AjY	302500	250000	202500	160000	mm <sup>2</sup>
Data dan Gaya Tulangan Balok	K5	K6	K7	K8	Satuan
Diameter Tulangan Utama Balok, db	16	16	19	16	
Tulangan Atas Balok 1, As-1	1407.434	1407.434	1134.115	804.248	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 1, As+1	1206.372	1206.372	1417.644	804.248	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 2, As-2	1407.434	1407.434	1134.115	804.248	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 2, As+2	1206.372	1206.372	1417.644	804.248	mm <sup>2</sup>

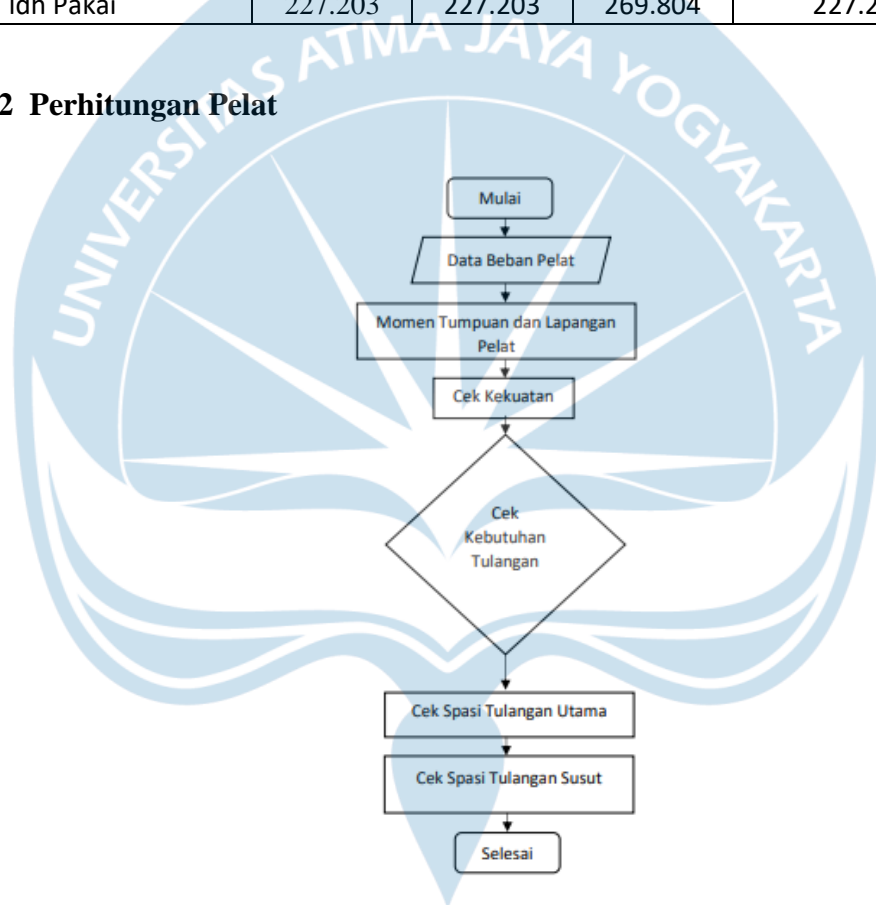
**Lanjutan 2.101 Rekapitulasi Perhitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan  
Penunjang**

Tulangan Atas Balok 3, As-3	1407.434	1407.434	1134.115	804.248	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 3, As+3	1206.372	1206.372	1417.644	804.248	mm <sup>2</sup>
Tulangan Atas Balok 4, As-4	1407.434	1407.434	1134.115	804.248	mm <sup>2</sup>
Tulangan Bawah Balok 4, As+4	1206.372	1206.372	1417.644	804.248	mm <sup>2</sup>
Tegangan Probable Tulangan, fpr	525	525	525	525	MPa
Gaya Tulangan Atas Balok 1, Fs-1	738903	738903	595410	422230	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 1, Fs+1	633345	633345	744263	422230	N
Gaya Tulangan Atas Balok 2, Fs-2	738903	738903	595410	422230	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 2, Fs+2	633345	633345	744263	422230	N
Gaya Tulangan Atas Balok 3, Fs-3	738903	738903	595410	422230	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 3, Fs+3	633345	633345	744263	422230	N
Gaya Tulangan Atas Balok 4, Fs-4	738903	738903	595410	422230	N
Gaya Tulangan Bawah Balok 4, Fs+4	633345	633345	744263	422230	N
<b>Gaya Geser Akibat Balok</b>	K5	K6	K7	K8	Satuan
Geser Ketika Arah Gempa X-	1372248	1372248	1339673	844460	N
Geser Ketika Arah Gempa X+	1372248	1372248	1339673	844460	N
Geser Ketika Arah Gempa Y-	1372248	1372248	1339673	844460	N
Geser Ketika Arah Gempa Y+	1372248	1372248	1339673	844460	N
<b>Kuat Geser Joint</b>	K5	K6	K7	K8	Satuan
Konfigurasi Joint	3	2	2	1	
Faktor Pengali Kuat Geser, c	1	1.2	1.2	1.7	
Kuat Geser Nominal Joint Gempa X, VnX	1971801	1988233	1643168	1885535	N
Kuat Geser Nominal Joint Gempa Y, VnY	1656861	1643168	1330966	1489805	N
Faktor Reduksi, $\Phi$	0.85	0.85	0.85	0.85	
Kuat Geser Joint Gempa X, $\Phi VnX$	1676031	1689998	1396693	1602705	N
Kuat Geser Joint Gempa X, $\Phi VnY$	1408332	1396693	1131321	1266335	N
Gaya Geser Joint Gempa X, VuX	955607	993547	1096586	705425	N
Gaya Geser Joint Gempa Y, VuY	955607	993547	1096586	705425	N

## Lanjutan 2.101 Rekapitulasi Perhitungan Hubungan Balok Kolom Bangunan Penunjang

Faktor Keamanan Gempa X, SFX	1.754	1.701	1.274	2.272	
Faktor Keamanan Gempa Y, SFY	1.474	1.406	1.032	1.795	
<b>Tulangan Transversal</b>	K5	K6	K7	K8	Satuan
Digunakan Confinement	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	Tumpuan Kolom	Direduksi 50%, max 150mm	
<b>Panjang Penyaluran Trail</b>	K5	K6	K7	K8	Satuan
Idh Hitung	227.203	227.203	269.804	227.203	mm
Idh Pakai	227.203	227.203	269.804	227.203	mm

### 2.12 Perhitungan Pelat



**Gambar 2. 18 Flowchart Perhitungan Pelat**

Langkah – langkah dalam pembuatan pelat dengan langkah pertama yaitu menentukan terlebih dahulu golongan pada pelat termasuk pelat 1 arah atau pelat 2 arah kemudian masukan pembebanannya setelah memasukan pembebanan modellingkan dalam program MIDAS kemudian kita dapat menentukan dimensi tulangan untuk pelat.dapat dilihat pada gambar 2.18.

#### 2.12.1 Pehitungan penulangan pelat satu arah

Berdasarkan SNI 2847:2019 tersebut mengatur tebal pelat minum yang digunakan adalah seperti tabel 2.100 dibawah ini.

**Tabel 2. 102 SNI 2847-201**

Kondisi tumpuan	h minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Setelah mengetahui tebal pelat minimum kita dapat menentukan nilai ds dengan menggunakan rumus:

$$ds = \text{tebal plat} - \text{selimut beton} - (\text{diameter tulangan} / 2)$$

untuk pembebanan pada pelat dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan seperti

$$qU = 1,2qD + 1,6 qL$$

pada Gedung utama kami terdiri dari 4 tipe pelat lantai satu arah. Berikut merupakan hasil perhitungan pelat lantai denfan penulangan satu arah:

1. Pelat lantai tipe A

Data untuk melakukan pehitungan:

**Tabel 2. 103 Data Perhitungan Pelat**

Ly	6	m
Lx	2	m
h	130	mm
F'c	30	Mpa
Fy	420	Mpa
B	400	mm
H	750	mm



**Lanjutan Tabel 2.103 Data Perhitungan Balok**

LL	0.86	Kn/m
DL	8.38	Kn/m
Tul Lentur	D12	mm
Tul. Susut	P10	mm
Selimit Beton	20	mm

Dalam merencanakan beban lantai dapat menggunakan cara dibawah ini:

Berat sendiri pelat lantai

Berat satuan = 24

Tebal = 0.13

Q = satuan x tebal

= 2.4 x 0.13

= 0.312 kN/m<sup>2</sup>

Berat finishing lantai

Berat satuan = 21

Tebal = 0.05

Q = satuan x tebal

= 1.05 kN/m<sup>2</sup>

Berat plafon = 0.18 kN/m<sup>2</sup>

Berat MEP = 0.5 kN/m<sup>2</sup>

Menentukan tebal pelat minimum menggunakan persamaan dibawah dengan hasil sebagai berikut:

Tebal pelat = 2000/24



$$= 83.33333333 \text{ mm}$$

Maka digunakan 130 mm

$D_s$  = tebal plat – selimut beton – (*diameter tulangan* / 2)

$$= 130 - 20 - (10/2)$$

$$= 105 \text{ mm}$$

Menghitung pembebanan pelat menggunakan persamaan dibawah:

$$DL = 8.38 \text{ kN/m}$$

$$LL = 0.96 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = (1.2 \times 8.38) + (1.6 \times 0.96)$$

$$= 11.592 \text{ kN/m}$$

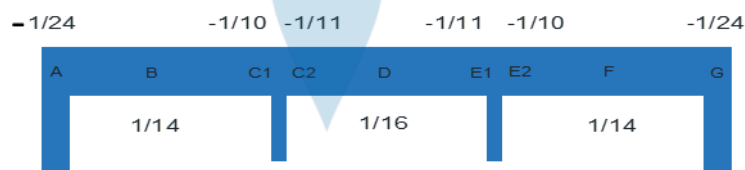
$$Q_u = 1.4 \times 8.38$$

$$= 11.732 \text{ kN/m}$$

Maka diambil sebesar 11.732 kN/m

Menghitung momen pelat seperti dibawah ini:

Merupakan momen pada pelat lantai penulangan satu arah



**Gambar 2. 19 Momen Pelat Satu Arah**

$$M_u (-) = 1.400$$

$$M_u (+) = 0.900$$

$$k = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2}$$

$$k \text{ balok tumpuan} = \frac{M_u}{\phi bd^2}$$

$$= -1400000 / (0.9 \times 1000 \times 105^2)$$

$$= -0.141$$

$$k \text{ balok lapangan} = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= 900000 / (0.9 \times 1000 \times 105^2)$$

$$= 0.091$$

Perhitungan rasio penulangan dapat dicari menggunakan rumus seperti dibawah:

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85f'_c}} \right)$$

$$P = -0.000335$$

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{f'_c \beta_1}{f_y}$$

$$P \text{ maks} = 0.02149$$

Kebutuhan luas tulangan Tarik (pelat tumpuan)

$$A_{s,req} = \rho b d$$

$$= -35.175 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002A_g$$

$$= 260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 260 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur terpasang dan cek spasi maksimum tulangan

$$s = \frac{1}{4} \frac{\pi D^2 b}{A_s}$$

$$S = 302.076 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum: (SNI 2847:2019 ps. 7.7.2.3)

$S < 3h$  dan 450 mm

$$3h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm}$$

$S < s_{maks}$   $S_{req} = 302.076 \text{ mm}$

Maka digunakan D10 – 300

Tulangan susut dan suhu terpasang dan cek spasi maksimum tulangan (pelat tumpuan)

$$A_{sh.req} = A_{sh.min} = 0,0020A_g$$

$$A_{sh.req} = 260 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{1}{4} \frac{\pi D^2 b}{A_{sh.req}}$$

$$S = 302.198 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum: (SNI 2847:2019)

$S < 5h$  dan 450 mm

$$5h = 5 \times 130 = 650 \text{ mm}$$

$S < s_{maks}$   $S_{req} = 302.198 \text{ mm}$

D10 – 300

**Menghitung rasio penulangan Lapangan**

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85f'_c}} \right)$$

$$P = 0.000217$$

$$\rho_{maks} = 0,36 \frac{0,85f'_c \beta_1}{f_y}$$

$$P_{maks} = 0.0215$$

$$P < p_{maks} \dots \text{OK}$$

Kebutuhan tulangan Tarik (pelat lapangan)

$$A_{s.req} = \rho b d$$

$$A_{s.req} = 22.785 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} = 0,002 A_g$$

$$A_{s.min} = 260 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} > A_{s.req} \text{ gunakan } 260 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur terpasang dan cek spasi maksimum tulangan (pelat lapangan)

$$s = \frac{1 \pi D^2 b}{4 A_{s.req}}$$

$$S = 302.198 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum: (SNI 2847:2019)

$$S_{req} = 302.198 \text{ mm}$$

$$D_{10} - 300$$

Menghitung Tulangan Susut:

$$A_{sh.req} = A_{sh.min} = 0,0020 A_g$$

$$A_{sh.req} = 0,0020 \times 1.000 \times 140$$

$$A_{sh.req} = 280 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \pi D_{tulangan}^2 b}{A_s}$$

$$s = \frac{0,25 \pi 10^2 \cdot 1.000}{280}$$

$$s = 280.449 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Nilai spasi maksimum merupakan nilai terkecil dari:

$$S_{maksimum} = 5 h$$

$$S_{maksimum} = 5 \times 140$$

$$S_{maksimum} = 700 \text{ mm}$$

$$S_{maksimum} = 450 \text{ mm}$$

$$S < S_{maksimum} \text{ (OK)}$$

Sehingga, Tulangan Susut digunakan D10-250

### 2.12.2 Perhitungan penulangan pelat dua arah

Dalam penulangan pelat 2 arah beban yang didapatkan akan didistribusikan oleh pelat dalam 2 arah yang keempat sisinya ditumpu. Jika pelat bertumpu di keempat sisi dan rasio  $L_y/L_x < 2$  maka seluruh beban yang didapatkan akan di alihkan ke semua sisinya terdapat 2 metode yang dapat digunakan untuk melakukan analisis dan desain struktur pelat 2 arah ini dengan menggunakan SNI2847:2019 antara lain.

- a. Metode Desain Langsung (Direct Design Method, DDM) metode ini dirumuskan dalam SNI 2847:2019 pasal 8.10 dimana metode ini dibatasi untuk sistem pelat yang dibebani oleh beban merata. Penggunaan sejumlah koefisien untuk menentukan besarnya momen rencana pada lokasi kritis.
- b. Metode Rangka Ekuivalen (Equivalent Frame Method, EFM) metode ini dirumuskan dalam SNI 2847:2019 pasal 8.11. Struktur bangunan 3 dimensi dibagi menjadi beberapa rangka ekuivalen dua dimensi, dimana struktur rangka tersebut kemudian dianalisis secara terpisah lantai per lantai dalam arah memanjang dan melintang

Analisis dan desain pelat 2 arah difokuskan pada metode *direct design* (DDM) dimana pada analisis ini terdapat berbagai Batasan penggunaannya yang diatur dalam pasal 8.10.2 yang berbunyi antara lain:

- a. Paling sedikit terdapat 3 bentang menurun dalam setiap arah (8.10.2.1)

- b. Panjang bentang yang bersebelahan, diukur antar sumbu ke sumbu tumpuan masing-masing arah tidak berbeda dan lebih dari sepertiga bentang terpanjang (8.10.2.2)
- c. Pelat berbentuk persegi dengan perbandingan antara bentang panjang terhadap bentang pendek tersebut diukur berdasarkan sumbu ke sumbu tumpuan dan tidak melebihi dari 2 (8.10.2.3)
- d. Posisi kolom boleh menyimpang dengan jarak maksimum sejauh 10% dari Panjang bentang dan garis-garis yang menghubungkan sumbu-sumbu kolom yang berdekatan (8.10.2.4)
- e. Beban yang diperhitungkan hanyalah beban gravitasi dan terbagi merata pada seluruh panel pelat (8.10.2.5)
- f. Beban hidup tidak boleh melebihi 2 kali beban mati (8.10.2.6)
- g. Untuk suatu panel pelat dengan balok diantara tumpuan pada semua sisinya (8.10.2.7)

Berikut merupakan hasil perhitungan pelat lantai dengan menggunakan penulangan pelat dua arah:

Pelat lantai 1 Tipe A dengan data yang dimiliki dapat dilihat pada Tabel 2.99 dibawah ini

**Tabel 2. 104 Data Perhitungan Pelat Lantai**

$L_y$	6	m
$L_x$	4	m
$h$	130	mm
$b$	1000	mm
$F'_c$	30	Mpa
$F_y$	420	Mpa
$B$	400	mm
$H$	750	mm

**Lanjutan Tabel 2.104 Data perhitungan Pelat Lantai**

LL	4.79	Kn/m
DL	8.38	Kn/m
Tul Lentur	D10	mm
Tul. Susut	P10	mm
Selimit Beton	20	mm
Lny	5600	mm
l <sub>xn</sub>	3600	mm

Perhitungan beban pelat lantai seperti dibawah ini:

Berat sendiri pelat lantai:

Berat satuan = 24

Tebal = 0.12

Q = satuan x tebal

= 2.88 kN/m<sup>2</sup>

Berat finishing lantai

Berat satuan = 21

Tebal = 0.05

Q = satuan x tebal

= 1.05 kN/m<sup>2</sup>

Berat plafon = 0.2 kN/m<sup>2</sup>

Berat instalasi MEP = 0.5 kN/m<sup>2</sup>

Perhitungan pembebanan pelat menggunakan rumus didapatkan sebagai berikut:

$$DL = 8.38 \text{ kN/m}$$

$$LL = 4.79 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= (1.2 \times 8.38) + (1.6 \times 4.79) \\ &= 17.72 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.4 \times 8.38 \\ &= 11.732 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**Tabel 2. 105 Momen Pelat**

Mu = 0.001 x qu x lx^2 x k		
Mlx	16.3	kNm
Mly	15.3	kNm
Mtx	16.3	kNm
Mty	16.3	kNm

$$d_x = h - \text{selimut beton} - \frac{D12}{2}$$

$$d_x = 115 \text{ mm}$$

$$d_y = 105 \text{ mm}$$

koefisien tahanan lentur

$$k = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2}$$

$$k_{lx} = 1.36946$$

$$k_{ly} = 1.54195$$

$$k_{tx} = 1.36946$$

$$k_{ty} = 1.64273$$



rasio penulangan

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85f'_c}} \right)$$

$$\rho_{lx} = 0.003353217$$

$$\rho_{ly} = 0.003789576$$

$$\rho_{tx} = 0.003353217$$

$$\rho_{ty} = 0.004046080$$

kebutuhan luas tulangan Tarik  $A_{s.req}$

$$A_{s.req\ lx} = A_{s.req-lx} = \rho_{lx} b d_x = 385.620 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.req\ ly} = A_{s.req-ly} = \rho_{ly} b d_y = 397.905 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.req\ tx} = A_{s.req-tx} = \rho_{tx} b d_x = 385.620 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.req\ ty} = A_{s.req-ty} = \rho_{ty} b d_y = 424.838 \text{ mm}^2$$

**periksa batasan minimum tulangan  $A_{s.min}$**

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

**Gambar 2. 20 Batasan Minimum Tulangan**

$$A_{s.min} = 280 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan lentur terpasang dan cek spasi maksimum tulangan.

$$s_{lx} = \frac{1}{4} \frac{\pi D^2 b}{A_{s.req-lx}} = 203.672$$

$$s_{ly} = \frac{1}{4} \frac{\pi D^2 b}{A_{s.req-ly}} = 197.383$$

$$s_{tx} = \frac{1}{4} \frac{\pi D^2 b}{A_{s.req-tx}} = 203.672$$

$$s_{ty} = \frac{1}{4} \frac{\pi D^2 b}{A_{s.req-ty}} = 184.870$$

Cek spasi maksimum: (SNI 2847:2019 PS. 8.7.2.3)

$$3h = 390 \text{ mm} \quad 450 \text{ s} < \text{smaks}$$

$$Dlx = D10 - 200 \text{ mm}$$

$$Dly = D10 - 150 \text{ mm}$$

$$Dtx = D10 - 200 \text{ mm}$$

$$Dty = D10 - 150 \text{ mm}$$

Menentukan tulangan susut dan suhu terpasang dan cek spasi maksimum tulangan

$$A_{sh.req} = A_{sh.min} = 0,0020 A_g$$

$$A_{sh.req} = 280$$

$$S = 280.499 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum (SNI 2847:2019)

$$5h = 700 \text{ mm} \quad 450$$

$$S < \text{smaks} \quad \text{maka digunakan P10 - 250}$$

Perhitungan Tulangan Susut:

$$A_{sh.req} = A_{sh.min} = 0,0020 A_g$$

$$A_{sh.req} = 0,0020 \times 1.000 \times 140$$

$$A_{sh.req} = 280 \text{ mm}^2$$

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

$$s = \frac{0,25 \pi 10^2 \cdot 1.000}{280}$$

$$s = 280,5 \text{ mm}$$

Cek spasi maksimum

Nilai spasi maksimum merupakan nilai terkecil dari:

$$s_{maksimum} = 5 h$$

$$s_{maksimum} = 5 \times 140$$

$$s_{maksimum} = 700 \text{ mm}$$

$$s_{maksimum} = 450 \text{ mm}$$

$$s < s_{maksimum} \text{ (OK)}$$

Kesimpulan: Dipasang tulangan D10-250

### 2.12.3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai 1 Bangunan Utama

Rekapitulasi perhitungan pelat lantai bangunan utama lantai 1 dapat dilihat pada Tabel 2.101 sampai 2.106

**Tabel 2. 106 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Type	ly	lx	h	b	f'c	fy	LL	DL	Tulangan lentur	tulangan susut	selimut beton
Kamar mandi B	6	4	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
Gudang C	6	4	130	1000	30	420	12	8.38	10	10	20
Koridor D	6	4.5	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20
Kamar mandi E	6	4.5	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
Kamar mandi F	6	3	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
Koridor G	6	3	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20
Gudang H	6	3	130	1000	30	420	12	8.38	10	10	20
Pelat tanpa ruangan I	6	3	130	1000	30	420	0.96	2.2	10	10	20
Pelat tanpa ruangan J	6	5	130	1000	30	420	0.96	2.2	10	10	20
Pelat tanpa ruangan K	6	4	130	1000	30	420	0.96	2.2	10	10	20

**Lanjutan Tabel 2.106 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Pelat tanpa ruangan L	6	6	130	1000	30	420	0.96	2.2	10	10	20
-----------------------	---	---	-----	------	----	-----	------	-----	----	----	----

**Tabel 2. 107 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Type	h (mm)	Mlx (kNm)	Mly (kNm)	Mtx (kNm)	Mty (kNm)
Kamar mandi B	140	3.2	15.1	15.1	15.1
Gudang C	140	9.7	22.3	22.3	22.3
Koridor D	140	11.5	27.1	28	28
Kamar mandi E	140	21.9	9.2	21.9	21.9
Kamar mandi F	140	5.6	9.8	5.6	9.8
Koridor G	140	14	14	9.4	9.4
Gudang H	140	5.9	5.9	11.1	11.1
Pelat tanpa ruangan I	140	6.6	6.6	8.7	8.7
Pelat tanpa ruangan J	140	3.3	10.4	10.4	10.4
Pelat tanpa ruangan K	140	2.2	10	10	10
Pelat tanpa ruangan L	140	16.1	2.8	16.1	16.1

**Tabel 2. 108 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Type	klx	kly	ktx	kty	plx	ply
Kamar mandi B	0.269	1.522	1.269	1.522	0.001	0.003
Gudang C	0.815	2.247	1.874	2.247	0.002	0.006
Koridor D	0.966	2.731	2.352	2.822	0.002	0.007
Kamar mandi E	1.840	0.927	1.840	2.207	0.005	0.002
Kamar mandi F	0.470	0.988	0.470	0.988	0.001	0.002
Koridor G	1.176	1.411	0.790	0.947	0.003	0.003
Gudang H	0.496	0.595	0.933	1.119	0.001	0.001
Pelat tanpa ruangan I	0.555	0.665	0.731	0.877	0.001	0.002
Pelat tanpa ruangan J	0.277	1.048	0.874	1.048	0.001	0.003
Pelat tanpa ruangan K	0.185	1.008	0.840	1.008	0.000	0.002

**Lanjutan Tabel 2.108 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Pelat tanpa ruangan L	1.353	0.282	1.353	1.623	0.003	0.001
-----------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

**Tabel 2. 109 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Tipe	ptx	pty	Asreq lx	Asreq ly
Kamar mandi B	0.003099697	0.003738403	74.006	325.468
Gudang C	0.004638007	0.005610201	226.825	589.071
Koridor D	0.005886424	0.00713838	269.76	723.892
Kamar mandi E	0.004551432	0.005504554	523.415	236.172
Kamar mandi F	0.001130744	0.002398941	130.036	251.889
Koridor G	0.001910413	0.002299102	329.852	363.071
Gudang H	0.002262588	0.002724636	137.07	150.427
Pelat tanpa ruangan I	0.001766018	0.0021248	153.518	168.515
Pelat tanpa ruangan J	0.002117324	0.002549033	76.331	267.648
Pelat tanpa ruangan K	0.002034467	0.002448937	50.796	257.138
Pelat tanpa ruangan L	0.003310895	0.003994676	380.753	70.942

**Tabel 2. 110 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Tipe	Asreq tx	Asreq ty	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx
Kamar mandi B	356.465	392.532	280	325.468	356.465	392.532
Gudang C	533.371	589.071	280	589.071	533.371	589.071
Koridor D	676.939	749.53	280	723.892	676.939	749.53
Kamar mandi E	523.415	577.978	523.415	280	523.415	577.978
Kamar mandi F	130.036	251.889	280	280	280	280
Koridor G	219.697	241.406	329.852	363.071	280	280
Gudang H	260.198	286.087	280	280	280	286.087
Pelat tanpa ruangan I	203.092	223.104	280	280	280	280
Pelat tanpa ruangan J	243.492	267.648	280	280	280	280
Pelat tanpa ruangan K	233.964	257.138	280	280	280	280
Pelat tanpa ruangan L	380.753	419.441	380.753	280	380.753	419.441

**Tabel 2. 111 Pelat Bangunan Utama Lantai 1**

Tipe	Dlx	Dly	Dtx	Dty	Tulangan susut dan jarak
Kamar mandi B	D10 – 250	D10 – 200	D10 – 200	D10 – 200	P10 – 250
Gudang C	D10 – 250	D10 – 100	D10 – 100	D10 – 100	P10 – 250
Koridor D	D10 – 250	D10 – 100	D10 – 100	D10 – 100	P10 – 250
Kamar mandi E	D10 – 150	D10 – 250	D10 – 150	D10 – 100	P10 – 250
Kamar mandi F	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250
Koridor G	D10 – 200	D10 – 200	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250
Gudang H	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250
Pelat tanpa ruangan I	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250
Pelat tanpa ruangan J	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250
Pelat tanpa ruangan K	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250
Pelat tanpa ruangan L	D10 – 200	D10 – 250	D10 – 200	D10 – 150	P10 – 250

**2.12.4 Rekapitan Perhitungan Pelat Lantai 2 Bangunan Utama**

Hasil perhitungan pelat lantai pada bangunan utama lantai 2 dapat dilihat pada Tabel 2.110 sampai dengan Tabel 2.115

**Tabel 2. 112 Pelat Bangunan Utama Lantai 2**

Tipe	ly	lx	h	b	f'c	fy	LL	DL	Tulangan lentur	tulangan susut	selimut beton
Koridor A	6	4	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20
kamar mandi B	6	4	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
perpus C	6	4	130	1000	30	420	7.18	8.38	10	10	20
perpus D	6	3	130	1000	30	420	7.18	8.38	10	10	20
koridor E	6	3	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20
kamar mandi F	6	3	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
koridor G	4.5	4	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20
kamar mandi H	4.5	4	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
pelat tanpa ruangan J	6	3	130	1000	30	420	0.96	8.38	10	10	20

**Tabel 2. 113 Pelat Bangunan Utama Lantai 2**

Tipe	h (mm)	Mlx (kNm)	Mly (kNm)	Mtx (kNm)	Mty (kNm)
Koridor A	140	3.9	23.6	23.6	23.6
kamar mandi B	140	4.5	12.8	12.8	12.8
perpus C	140	5.9	20.9	20.9	20.9
perpus D	140	18.7	18.7	12.1	18.7
koridor E	140	17.2	17.2	8.8	8.8
kamar mandi F	140	5	5	10	10
koridor G	140	32.1	6.9	32.1	32.1
kamar mandi H	140	26.2	8.7	26.2	26.2
pelat tanpa ruangan J	140	1.9	1.9	4.4	4.4

**Tabel 2. 114 Pelat Bangunan Utama Lantai 2**

Tipe	klx	kly	ktx	kty	plx	ply
Koridor A	0.32766	2.37843	1.98278	2.37843	0.00079	0.005954965
kamar mandi B	0.37807	1.29	1.0754	1.29	0.00091	0.003153315
perpus C	0.49569	2.10632	1.75593	2.10632	0.00119	0.005241279
perpus D	1.5711	1.88461	1.01659	1.88461	0.00386	0.0046665
koridor E	1.44507	1.73343	0.73934	0.88687	0.00354	0.004277925
kamar mandi F	0.42008	0.50391	0.84016	1.00781	0.00101	0.001211881
koridor G	2.76867	0.75906	2.76867	3.53127	0.007	0.001835016
kamar mandi H	2.20122	0.8768	2.20122	2.64046	0.00549	0.0021248
pelat tanpa ruangan J	0.15963	0.19148	0.36967	0.44344	0.00038	0.000457629

**Tabel 2. 115 Pelat Bangunan Utama Lantai 2**

Tipe	ptx	pty	Asreq lx	Asreq ly
Koridor A	0.004920274	0.005954965	90.3	625.271
kamar mandi B	0.002616872	0.003153315	104.298	331.098
perpus C	0.004335587	0.005241279	137.07	550.334
perpus D	0.002470725	0.0046665	444.32	489.983
koridor E	0.00178662	0.002149651	407.569	449.182
kamar mandi F	0.002034467	0.002448937	115.985	127.248

**Lanjutan Tabel 2.115 Pelat Bangunan Utama Lantai 2**

koridor G	0.006995028	0.009087945	793.936	184.419
kamar mandi H	0.005489134	0.006651117	631.25	223.104
pelat tanpa ruangan J	0.000886641	0.001065153	43.846	48.051

**Tabel 2. 116 Pelat Bangunan Utama Lantai 2**

Tipe	Asreq tx	Asreq ty	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx
Koridor A	565.832	625.271	280	625.271	565.832	625.271
kamar mandi B	300.94	331.098	280	331.098	300.94	331.098
perpus C	498.593	550.334	280	550.334	498.593	550.334
perpus D	284.133	489.983	444.32	489.983	284.133	489.983
koridor E	205.461	225.713	407.569	449.182	280	280
kamar mandi F	233.964	257.138	280	280	280	280
koridor G	793.936	913.338	793.936	280	793.936	913.338
kamar mandi H	631.25	698.367	631.25	280	631.25	698.367
pelat tanpa ruangan J	101.964	111.841	280	280	280	280

**Tabel 2. 117 Pelat Bangunan Utama Lantai 2**

Tipe	Dlx	Dly	Dtx	Dty	Tulangan susut dan jarak
Koridor A	D10 - 250	D10 - 100	D10 - 100	D10 - 100	P10 - 250
kamar mandi B	D10 - 250	D10 - 200	D10 - 250	D10 - 200	P10 - 250
perpus C	D10 - 250	D10 - 100	D10 - 150	D10 - 100	P10 - 250
perpus D	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 250	D10 - 150	P10 - 250
koridor E	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250
kamar mandi F	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250
koridor G	D10 - 150	D10 - 450	D10 - 150	D10 - 100	P10 - 250
kamar mandi H	D10 - 100	D10 - 250	D10 - 100	D10 - 100	P10 - 250
pelat tanpa ruangan J	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250

### 2.12.5 Rekap Perhitungan Pelat Lantai Atap Bangunan Utama

Rekap perhitungan pelat lantai atap pada bangunan utama dapat dilihat pada Tabel 2.116 sampai dengan 2.121



**Tabel 2. 118 Pelat Bangunan Utama Lantai Atap**

Tipe	ly	lx	h	b	f'c	fy	LL	DL	Tulangan lentur	tulangan susut	selimut beton
Pelat F	6	4	130	1000	30	420	0.96	8.38	10	10	20
Pelat G	6	3	130	1000	30	420	0.96	8.38	10	10	20
pelat H	4.5	4	130	1000	30	420	0.96	8.38	10	10	20

**Tabel 2. 119 Pelat Bangunan Utama Lantai Atap**

Tipe	h (mm)	Mlx (kNm)	Mly (kNm)	Mtx (kNm)	Mty (kNm)
Pelat F	140	3.4	10.4	10.4	10.4
Pelat G	140	10	10	10	10
pelat H	140	4.4	4.3	15.8	15.8

**Tabel 2. 120 Pelat Bangunan Utama Lantai Atap**

Tipe	klx	kly	ktx	kty	plx	ply
Pelat F	0.28565	1.04812	0.87377	1.04812	0.00068	0.002549033
Pelat G	0.84016	1.00781	0.84016	1.00781	0.00203	0.002448937
pelat H	0.36967	0.43336	1.32745	1.59234	0.00089	0.001040729

**Tabel 2. 121 Pelat Bangunan Utama Lantai Atap**

Tipe	ptx	pty	Asreq lx	Asreq ly
Pelat F	0.002117324	0.002549033	78.657	267.648
Pelat G	0.002034467	0.002448937	233.964	257.138
pelat H	0.003247444	0.003917683	101.964	109.277

**Tabel 2. 122 Pelat Bangunan Utama Lantai Atap**

Tipe	Asreq tx	Asreq ty	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx
Pelat F	243.492	267.648	280	280	280	280
Pelat G	233.964	257.138	280	280	280	280
pelat H	373.456	411.357	280	280	373.456	411.357

**Tabel 2. 123 Pelat Bangunan Utama Lantai Atap**

Tipe	Dlx	Dly	Dtx	Dty	Tulangan susut dan jarak
Pelat F	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250
Pelat G	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	D10 – 250	P10 – 250

**Lanjutan Tabel 2.123 Pelat Bangunan Utama Lantai Atap**

pelat H	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 200	D10 - 150	P10 - 250
---------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

**2.12.6 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai 1 Bangunan Penunjang**

Hasil perhitungan semua pelat lantai pada bangunan penunjang di lantai 1 dapat dilihat pada Tabel 2.119 sampai dengan Tabel 2.124

**Tabel 2. 124 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 1**

Tipe	ly	lx	h	b	f'c	fy	LL	DL	Tulangan lentur	tulangan susut	selimut beton
kamar B	6	3	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
Gudang C	6	3	130	1000	30	420	11.97	8.38	10	10	20
kamar D	4	3	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
koridor E	4	3	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20

**Tabel 2. 125 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 1**

Tipe	h (mm)	Mlx (kNm)	Mly (kNm)	Mtx (kNm)	Mty (kNm)
kamar B	140	11.5	1.6	10	10
Gudang C	140	25.3	4.4	21.7	21.7
kamar D	140	13	5.3	13	13
koridor E	140	12.8	5.2	12.8	12.8

**Tabel 2. 126 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 1**

Tipe	k <sub>lx</sub>	k <sub>ly</sub>	k <sub>tx</sub>	k <sub>ty</sub>	p <sub>lx</sub>	p <sub>ly</sub>
kamar B	0.96618	0.16125	0.84016	1.00781	0.002346	0.000385
Gudang C	2.1256	0.44344	1.82315	2.18695	0.005292	0.001065
kamar D	1.09221	0.53414	1.09221	1.31015	0.002659	0.001285
koridor E	1.0754	0.52406	1.0754	1.29	0.002617	0.001261

**Tabel 2. 127 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 1**

Tipe	p <sub>tx</sub>	p <sub>ty</sub>	Asreq <sub>lx</sub>	Asreq <sub>ly</sub>
kamar B	0.002034	0.002449	269.76	40.441
Gudang C	0.004508	0.005452	608.528	111.841
kamar D	0.002659	0.003204	305.752	134.964
koridor E	0.002617	0.003153	300.94	132.39

**Tabel 2. 128 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 1**

Tipe	Asreq tx	Asreq ty	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx
kamar B	233.964	257.138	280	280	280	280
Gudang C	518.444	572.438	608.528	280	518.444	572.438
kamar D	305.752	336.414	305.752	280	305.752	336.414
koridor E	300.94	331.098	300.94	280	300.94	331.098

**Tabel 2. 129 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 1**

Tipe	Dlx	Dly	Dtx	Dty	Tulangan susut dan jarak
kamar B	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250
Gudang C	D10 - 100	D10 - 250	D10 - 150	D10 - 100	P10 - 250
kamar D	D10 - 250	D10 - 300	D10 - 250	D10 - 200	P10 - 250
koridor E	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 200	P10 - 250

### 2.12.7 Rekap Perhitungan Pelat Lantai 2 Bangunan Penunjang

Hasil perhitungan pelat lantai semua tipe pada bangunan penunjang di lantai 2 dapat dilihat pada Tabel 2.125 sampai dengan 2.130

**Tabel 2. 130 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 2**

Tipe	ly	lx	h	b	f'c	fy	LL	DL	Tulangan lentur	tulangan susut	selimut beton
koridor A	6	3	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20
Km B	6	3	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
Gudang C	6	3	130	1000	30	420	11.97	8.38	10	10	20
pelat tanpa ruangan D	6	3	130	1000	30	420	0.96	8.38	10	10	20
arah kamar mandi E	6	4	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
koridor F	6	4	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20

**Tabel 2. 131 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 2**

Tipe	h (mm)	Mlx (kNm)	Mly (kNm)	Mtx (kNm)	Mty (kNm)
koridor A	140	17.6	4.6	14.2	14.2

**Lanjutan Tabel 2.131 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 2**

Km B	140	13.4	4.2	10.4	10.4
Gudang C	140	6.3	17.3	18.1	18.1
pelat tanpa ruangan D	140	3.2	6.6	6.3	6.3
arah kamar mandi E	140	10.9	4.3	10.9	10.9
koridor F	140	17.1	4.4	14.1	14.1

**Tabel 2. 132 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 2**

Tipe	klx	kly	ktx	kty	plx	ply
koridor A	1.47868	0.46359	1.19303	1.43109	0.003629	0.001114
Km B	1.12581	0.42328	0.87377	1.04812	0.002742	0.001016
Gudang C	0.5293	1.74351	1.52069	1.82414	0.001274	0.004304
pelat tanpa ruangan D	0.26885	0.66515	0.5293	0.63492	0.000644	0.001605
arah kamar mandi E	0.91577	0.43336	0.91577	1.09851	0.002221	0.001041
koridor F	1.43667	0.44344	1.18463	1.42101	0.003523	0.001065

**Tabel 2. 133 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 2**

Tipe	ptx	pty	Asreq lx	Asreq ly
koridor A	0.00291	0.003509	417.35	116.971
Km B	0.002117	0.002549	315.38	106.713
Gudang C	0.003736	0.004511	146.464	451.894
pelat tanpa ruangan D	0.001274	0.001531	74.006	168.515
arah kamar mandi E	0.002221	0.002674	255.418	109.277
koridor F	0.002889	0.003483	405.127	111.841

**Tabel 2. 134 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 2**

Tipe	Asreq tx	Asreq ty	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx
koridor A	334.684	368.418	417.35	280	334.684	368.418
Km B	243.492	267.648	315.38	280	280	280
Gudang C	429.595	473.629	280	451.894	429.595	473.629
pelat tanpa ruangan D	146.464	160.757	280	280	280	280
arah kamar mandi E	255.418	280.812	280	280	280	280.812
koridor F	332.269	365.744	405.127	280	332.269	365.744

**Tabel 2. 135 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 2**

Tipe	Dlx	Dly	Dtx	Dty	Tulangan susut dan jarak
koridor A	D10 - 150	D10 - 250	D10 - 200	D10 - 200	P10 - 250
Km B	D10 - 200	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250
Gudang C	D10 - 250	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 150	P10 - 250
pelat tanpa ruangan D	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250
arah kamar mandi E	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250
koridor F	D10 - 150	D10 - 250	D10 - 200	D10 - 200	P10 - 250

### 2.12.8 Rekap Perhitungan Pelat Lantai 3 Bangunan Penunjang

Pehitungan pelat lantai seluruh tipe yang ada di lantai 3 bangunan penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.134 sampai dengan 2.139

**Tabel 2. 136 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 3**

Tipe	ly	lx	h	b	f'c	fy	LL	DL	Tulangan lentur	tulangan susut	selimut beton
koridor A	6	3	130	1000	30	420	4.79	8.38	10	10	20
Km B	6	3	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20
Gudang C	6	3	130	1000	30	420	11.97	8.38	10	10	20
pelat tanpa ruangan D	6	3	130	1000	30	420	0.96	8.38	10	10	20
arah kamar mandi E	6	4	130	1000	30	420	1.92	8.38	10	10	20

**Tabel 2. 137 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 3**

Tipe	h (mm)	Mlx (kNm)	Mly (kNm)	Mtx (kNm)	Mty (kNm)
Koridor A	140	18.1	5	14.5	14.5
KM B	140	5.9	10.4	12.1	12.1
tanpa ruangan C	140	2.3	7.9	8.5	8.5
kamar D	140	12.8	4.3	12.8	12.8
Koridor E	140	16.1	4.3	16.1	16.1

**Tabel 2. 138 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 3**

Tipe	klx	kly	ktx	kty	plx	ply
Koridor A	1.52069	0.50391	1.21823	1.46133	0.003736	0.001212
KM B	0.49569	1.04812	1.01659	1.21945	0.001192	0.002549
tanpa ruangan C	0.19324	0.79617	0.71414	0.85664	0.000462	0.001926
kamar D	1.0754	0.43336	1.0754	1.29	0.002617	0.001041
Koridor E	1.35266	0.43336	1.35266	1.62257	0.003311	0.001041

**Tabel 2. 139 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 3**

Tipe	ptx	pty	Asreq lx	Asreq ly
Koridor A	0.002973	0.003585	429.595	127.248
KM B	0.002471	0.002976	137.07	267.648
tanpa ruangan C	0.001725	0.002075	53.113	202.251
kamar D	0.002617	0.003153	300.94	109.277
Koridor E	0.003311	0.003995	380.753	109.277

**Tabel 2. 140 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 3**

Tipe	Asreq tx	Asreq ty	Asmin lx	Asmin ly	Asmin lx	Asmin ly
Koridor A	341.936	376.447	429.595	280	341.936	376.447
KM B	284.133	312.523	280	280	284.133	312.523
tanpa ruangan C	198.356	217.883	280	280	280	280
kamar D	300.94	331.098	300.94	280	300.94	331.098
Koridor E	380.753	419.441	380.753	280	380.753	419.441

**Tabel 2. 141 Pelat Bangunan Penunjang Lantai 3**

Tipe	Dlx	Dly	Dtx	Dty	Tulangan susut dan jarak
Koridor A	D10 - 200	D10 -300	D10 - 250	D10 - 200	P10 - 250
KM B	D10 -300	D10 -300	D10 -300	D10 - 250	P10 - 250
tanpa ruangan C	D10 -300	D10 -300	D10 -300	D10 -300	P10 - 250
kamar D	D10 - 250	D10 -300	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250
Koridor E	D10 - 200	D10 - 250	D10 - 200	D10 - 150	P10 - 250

### 2.12.9 Rekapitan Perhitungan Pelat Lantai Atap Bangunan Penunjang

Perhitungan pelat atap pada bangunan penunjang dapat dilihat pada Tabel 2.137 sampai dengan 2.142

**Tabel 2. 142 Pelat Bangunan Penunjang Lantai Atap**

Tipe	ly	lx	h	b	f'c	fy	LL	DL	Tulangan lentur	tulangan susut	selimut beton
pelat tanpa ruangan A	6	3	130	1000	30	420	0.96	8.38	10	10	20

**Tabel 2. 143 Pelat Bangunan Penunjang Lantai Atap**

Tipe	h (mm)	Mlx (kNm)	Mly (kNm)	Mtx (kNm)
pelat tanpa ruangan A	140	4.5	8.3	11

**Tabel 2. 144 Pelat Bangunan Penunjang Lantai Atap**

Tipe	Mty (kNm)	kly	kly	ktx	kty	plx	ply
pelat tanpa ruangan A	11	0.37807	0.83648	0.92418	1.10859	0.000907	0.002025

**Tabel 2. 145 Pelat Bangunan Penunjang Lantai Atap**

Tipe	ptx	pty	Asreq lx	Asreq ly
pelat tanpa ruangan A	0.002242	0.0027	104.298	212.667

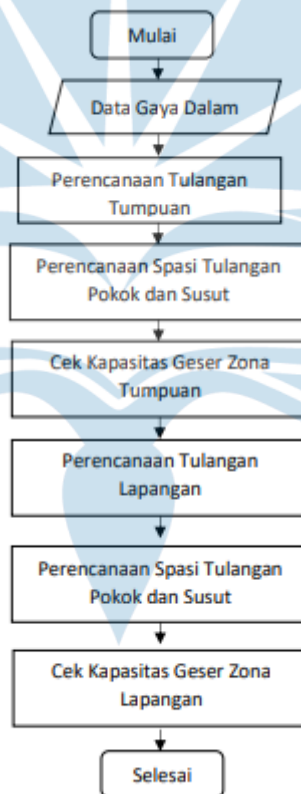
**Tabel 2. 146 Pelat Bangunan Penunjang Lantai Atap**

Tipe	Asreq tx	Asreq ty	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx	Asmin lx
pelat tanpa ruangan A	257.809	283.449	280	280	280	283.449

**Tabel 2. 147 Pelat Bangunan Penunjang Lantai Atap**

Tipe	Dlx	Dly	Dtx	Dty	Tulangan susut dan jarak
pelat tanpa ruangan A	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	D10 - 250	P10 - 250

### 2.13 Perancangan Tangga



**Gambar 2. 21 Flowchart Perencanaan Tangga**

Langkah – langkah pada perencanaan tangga dapat dilihat pada gambar 2.22 dimana di langkah pertama tentukan dimensi tangga kemudian menghitung beban



yang terjadi lalu modelling ke dalam program Midas berdasarkan output lalu tentukan tulangan utama dan susut.

Pada perancangan tangga denah ruang tangga diharuskan memiliki lebar bordes minimum adalah selebar tangga jadi lebar bordes adalah setengah lebar dari L1. Diantara lain tinggi Otrepede (O) besarnya antara 150 mm sampai 200 mm, hal ini membuat jumlah anak tangga antar lantai adalah tinggi lantai dibagi dengan O atau ( $ntg = hlt / o$ ). Diusahakan besar O yang didapatkan merupakan bilangan bulat. Besarnya antrede (A) dipilih diantara 280 mm atau 300 mm sehingga lebar tangga Ltg adalah ( $1/2 \times hlt / O - 1$ ) A, sudut kemiringan sebuah tangga dapat dihitung dengan  $\alpha = \tan^{-1} (O / A)$  dan tebal pelat tangga dapat diperkirakan (htg).

Pada perancangan tentu saja kita perlu memperhitungkan beban tangga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan seperti berikut untuk beban qtg seperti dibawah ini:

$$\text{berat sendiri tangga} = htg / \cos \alpha \times \text{berat volume beton}$$

$$\text{berat anak tangga} = 1/2 \times O \times \text{berat volume beton}$$

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

berat railing (diperkirakan)

lalu untuk perhitungan beban qbd dengan menggunakan persamaan seperti dibawah ini.

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

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

dengan tidak lupa memperhatikan persamaan dibawah ini:

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

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

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

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

Pada perancangan tangga momen rencana (Mur) menghasilkan luas tulangan tegang ( $A_{tg}$ ) dalam  $mm^2$ . Gaya geser rencana ( $V_{ur}$ ) digunakan untuk memeriksa ketebalan tangga ( $h_{tg}$ ) dengan  $V_c \geq V_{ur}$  jika  $V_c < V_{ur}$  maka tebal tangga perlu diperbesar. Pada perencanaan momen rencana pelat fondasi tangga digunakan persamaan dibawah ini:

$$M_u = 1/2 \times (\sigma_{max} + \sigma_{min}) / 2 \times (B/2 + e - 1/2 \times b_{tg})^2$$

Dan rumus gaya geser rencana pelat fondasi menggunakan persamaan:

$$V_u = (\sigma_{max} + \sigma_{min}) / 2 \times (B/2 + e - 1/2 \times b_{tg})^2$$

Berikut salah satu perhitungan tangga pada gedung utama, berikut data – data yang digunakan dalam pembuatan tangga pada bangunan kami dapat dilihat dibawah ini:

**Tabel 2. 148 Data Tangga Bangunan Utama**

L1	3000	mm
Bordes (0.5 x L1)	1500	mm
Optrede	200	mm
Antrede	300	mm
Kemiringan Tangga	33.69	mm
H lantai	4400	mm
Tebal Pelat	0.13	mm
n	22	buah
Ltg	3000	mm

### 2.13.1 Perhitungan beban tangga

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri tangga} &= h_{tg} / \cos \alpha \times \text{berat volume beton} = 0,13 / (\cos 33,69 \times 24) \\ &= 3,750 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{berat anak tangga} = 1/2 \times 0 \times \text{berat volume beton} = 0,5 \times 200 / (1000 \times 24)$$

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

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} = 0,05 \times 21$$

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

$$\text{Berat railing} = 1 \text{ kN/ m}^2 \quad \text{Beban total qtg} = 3,750 + 2,4 + 1,05 + 1 = 8,2 \text{ kN/ m}^2$$

### **Beban qbd**

$$\text{berat sendiri tangga} = \text{htg} \times \text{berat volume beton} = 0,13 \times 24$$

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

$$\text{berat ubin \& spesi} = 0,05 \times \text{berat volume ubin} = 0,05 \times 21$$

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

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

$$\text{Beban total qbd} = 3,12 + 1,05 + 1 = 5,65 \text{ kN/ m}^2$$

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

Dipilih:

$$\text{Mur} = 66,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Vur} = 91,5 \text{ kN}$$

Rencana penulangan tangga tumpuan

$$\text{Mux} = 0,5 \text{ Mur} = 0,5 \times 66,9 = 28,12 \text{ kNm}$$

Direncanakan:

$$\text{Tulangan pokok} = D 16 \text{ As} = 0,25 \times \pi \times D16^2 = 0,25 \times \pi \times 16^2$$

$$= 201,062 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut} = P 10 \text{ As} = 0,25 \times \pi \times D10^2 = 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,5398 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 f_y \text{ tulangan susut} &= 280 \text{ Mpa} \\
 f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 B &= 1500 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 20 \text{ mm} \\
 \text{Htg} &= J\text{Htg} \times 1000 = 0,13 \times 1000 = 130 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,83571
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_s &= \text{htg} - \text{selimut beton} - (D_{\text{tul.pokok}}/2) \\
 &= 130 - 20 - (16/2) = 102 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{380} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 33,45}{1,7 \phi 30 1500 102^2}} \right]$$

$$P = 0,00659$$

$$\begin{aligned}
 A_s.\text{min} &= 0,002 \times b \times h \times d = 0,002 \times 1500 \times 130 = \\
 &= 390 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s.\text{perlu} &= p b d = 0,00659 \times 1500 \times 102 = \\
 &= 1008,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} S = \frac{0,25 \pi 16^2 1500}{1008,27}$$

$$S = 299,119$$

Maka digunakan D16 – 250

Cek gaya geser pada tumpuan

$$V_c = 0,17\sqrt{f'c} \times b \times d = 0,17\sqrt{(30) \times 1500 \times 102/1000} = 142,46264 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 V_c = 0,75 \times 142,46264 = \\ &= 106,847 > V_{ur} = 91,5 \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

Tulangan susut

$$A_{s,\text{min}} = 390 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \quad S = \frac{0,25 \pi 10^2 1500}{390}$$

$$S = 302,076$$

Digunakan P 10 – 300

Cek gaya geser pada Lapangan

$$V_c = 0,17\sqrt{f'c} \times b \times d = 0,17\sqrt{(30) \times 1500 \times 102/1000} = 142,46264 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 V_c = 0,75 \times 142,46264 = \\ &= 106,847 > V_{ur} = 91,5 \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

Tulangan susut

$$A_{s,\text{min}} = 390 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi d^2 b}{A_s} \quad S = \frac{0,25 \pi 10^2 1500}{390}$$

$$S = 302,076$$

Digunakan P 10 – 300

### 2.13.2 Tabel Rekap Perhitungan Tangga

Hasil perhitungan diatas mewakili dari semua tangga yang ada pada bangunan yang di rekap dan dapat dilihat pada Tabel 2.14 dibawah ini

**Tabel 2. 149 Rekap Perhitungan Tangga**

Jenis Tangga	Tangga Utama Panjang	Tangga Penunjang	Satuan
Berat Sendiri Tangga	3.36	3.75	kN/m <sup>2</sup>
Berat Anak Tangga	2.4	2.4	kN/m <sup>2</sup>
Berat Ubin & Spesi	1.05	1.05	kN/m <sup>2</sup>
Berat Railing	1	1	kN/m <sup>2</sup>
Beban Total Qtg	7.81	8.2	kN/m <sup>2</sup>
Beban Sendiri Tangga	3.12	3.12	kN/m <sup>2</sup>
Beban Ubin & Spesi	1.05	1.05	kN/m <sup>2</sup>
Berat Railing	1	1	kN/m <sup>2</sup>
Beban Total Qbd	5.17	5.17	kN/m <sup>2</sup>
Beban Hidup	4.79	4.79	kN/m <sup>2</sup>
Mur	75.4	83.1	kNm
Vur	76.9	76.7	kN
Mux	37.7	41.55	kNm
Tulangan Pokok	16D As 201.062	16D As 201.062	mm <sup>2</sup>
Tulangan Susut	10P As 78.5398	10P As 78.5398	mm <sup>2</sup>
Fy Tulangan pokok	380	380	MPa
Fy Tulangan Susut	280	280	MPa
F'c	30	30	MPa
B	1500	1500	mm
Selimut Beton	20	20	mm
Htg	130	130	mm
$\beta_1$	0.835714286	0.835714286	
ds	102	102	mm
P	0.00748	0.0083	
As min	390	390	mm <sup>2</sup>
As Perlu	1144.44	1269.9	mm <sup>2</sup>
S	263.529	237.493	
Maka digunakan	D16 - 250	D16 - 200	
Vc	142.4626372	142.4626372	kN
$\emptyset Vc$	106.847	106.847	kN
As min	390	390	mm <sup>2</sup>
S	302.076	302.076	

### Lanjutan Tabel 2.149 Rekap Perhitungan Tangga

Digunakan	P10 - 300	P10 - 300	
-----------	-----------	-----------	--

#### 2.13 Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan yang telah ada dan dilakukan diatas disimpulkan bahwa:

1. Fasilitas Pelatihan Kebencanaan Dan Fasilitas Pendidikan Darurat Di Kabupaten Sleman memiliki termasuk dalam klasifikasi tanah sedang (SD) dan termasuk dalam kategori IV dan KDS D.
2. *Output* pemodelan simpangan antar lantai aman
3. Dalam perencanaan bangunan ini untuk bagian bangunan atap menggunakan 2 tipe atap yaitu atap planar dan atap limasan, untuk atap planar bangunan utama memiliki bentang 12 m dan 24 m sedangkan untuk limasan memiliki bentang 21 m. pada bentang 12 m menggunakan profil *double angle* 50 x 50 x 5-10 dan bentang 24 m dengan 21 m menggunakan profil *double angle* 100 x 100 x 10 -10. Sedangkan bangunan penunjang menggunakan atap tipe planar dengan bentang 24 m dengan menggunakan profil *double angle* 100 x 100 x 10 -10. Dan untuk gording semua menggunakan profil C 150x65x20 ketebalan 2,5
4. Pada Gedung utama Fasilitas Pelatihan Kebencanaan Dan Fasilitas Pendidikan Darurat memiliki 6 tipe kolom yang berbeda. Kolom pertama (K1) 1200x1200 mm, kolom kedua (K2) 1000x1000mm, kolom ketiga (K3) 900x900mm, kolom keempat (K4) 850x850mm, kolom kelima (K5) 800x800mm. Selain itu, terdapat 6 jenis balok berbeda. Balok pertama (B1) 1100x600mm, balok kedua (B2) 1000x550mm, balok ketiga (B3) 950x500mm, balok keempat (B4) 900x450, balok kelima (B5) 850x450mm, balok keenam (B6) 800x400mm. Diantara balok terdapat balok anak dengan 3 ukuran berbeda. Balok anak pertama (BA1) 750x400mm, balok anak kedua (BA2) 700x350mm, balok anak ketiga (BA3) 650x300mm. Pada gedung penunjang, terdapat 8 jenis kolom yang berbeda. Kolom pertama (K1) 550x550mm, kolom kedua (K2) 500x500mm, kolom ketiga (K3) 450x450mm, kolom keempat (K4)

400x400mm, kolom kelima (K5) 600x550mm, Kolom keenam (K6) 550x500mm, kolom delapan (K7) 450x400mm. Selain itu, terdapat 8 jenis balok berbeda. Balok pertama (B1) 600x300mm, balok kedua (B2) 550x300mm, balok ketiga (B3) 500x250mm, balok keempat (B4) 450x250, balok kelima (B5) 800x400mm, balok keenam (B6) 750x400mm, balok ketujuh (B7) 700x350mm, balok kedelapan (B8) 650x300mm. Diantara balok terdapat balok anak dengan 7 ukuran berbeda. Balok anak pertama (BA1) 500x300mm, balok anak kedua (BA2) 450x250mm, balok anak ketiga (BA3) 400x200mm, balok anak keempat (BA4) 650x350mm, balok anak kelima (BA5) 600x300mm, balok anak keenam (BA6) 550x250mm.

5. Pada perencanaan pelat memiliki 3 tipe pelat lantai satu arah pada bangunan utama dan sisanya menggunakan pelat lantai dua arah.

