

## **BAB II Perancangan Struktur**

### **2.1 Metode Perancangan**

#### **2.1.1 Metode Rancang Bangun**

Metode rancang bangun menerapkan konsep *research and development* atau penelitian dan pengembangan. Menurut Sugiyono (2009), penelitian dan pengembangan atau *research and development* adalah aktifitas riset dasar untuk mendapatkan informasi kebutuhan pengguna (*needs assessment*), kemudian dilanjutkan kegiatan pengembangan (*development*) untuk menghasilkan produk dan mengkaji keefektifan produk tersebut.

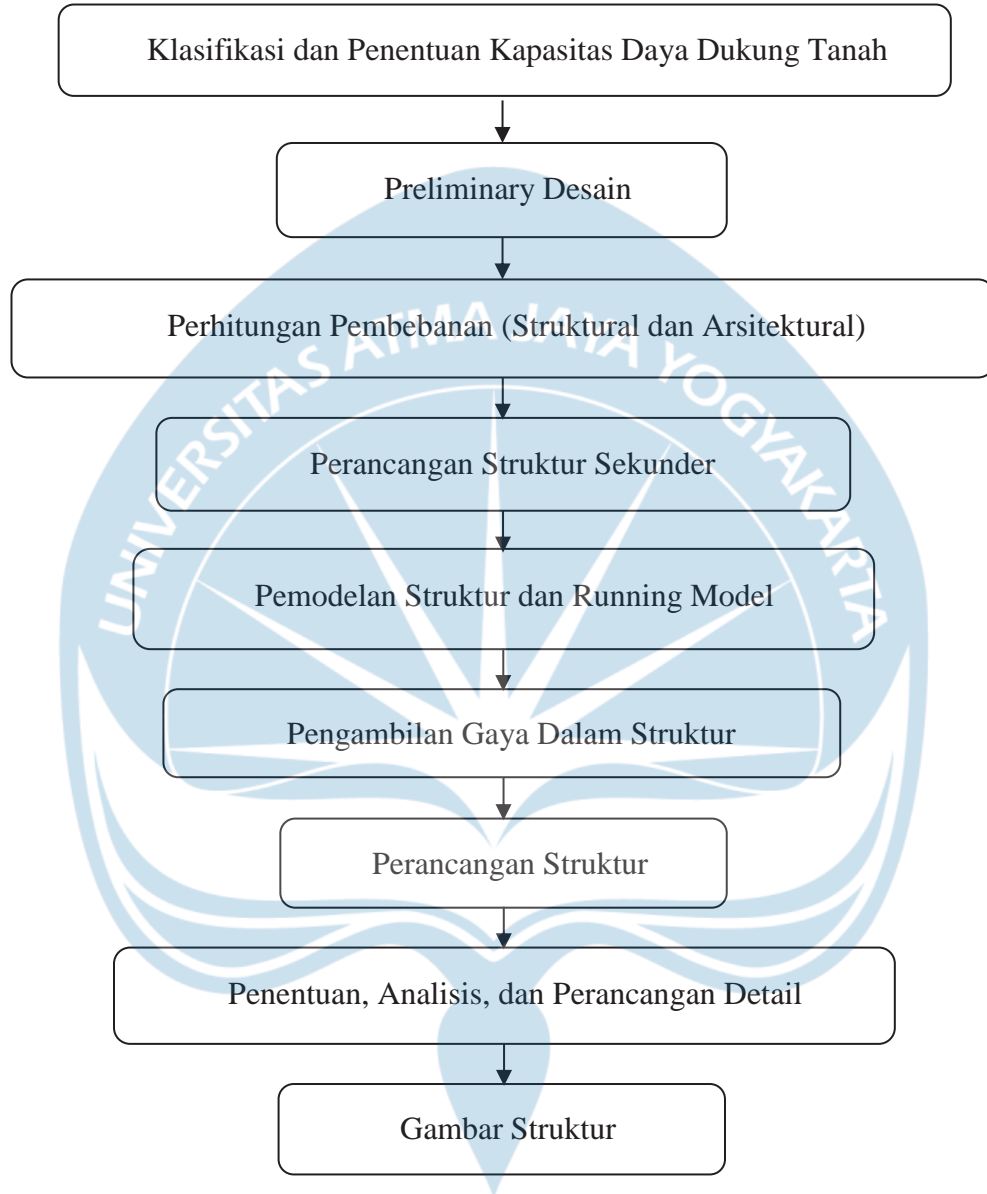
Tujuan dari mata kuliah Tugas Akhir Perancangan Infastruktur tahap I ini difokuskan pada perancangan struktur bangunan oleh mahasiswa yang divalidasi oleh penilaian dari para ahli, yang disini merupakan para dosen yang bersangkutan, untuk mengetahui tingkat kelayakan dari struktur yang mahasiswa rancang. Perancangan struktur ini diawali dengan meneliti kondisi tanah lokasi proyek sampai dengan perancangan detail struktur yang berpacuan pada Standar Nasional Indonesia (SNI) dan gambar denah dari pihak arsitek.

#### **2.1.2 Studi Kasus**

Sebelum mahasiswa dapat merancang suatu struktur bangunan, perlu dilakukan studi kasus terlebih dahulu. Secara umum, studi kasus dapat diartikan sebagai proses penyelidikan secara mendalam dan terperinci pada suatu peristiwa yang terjadi. Dalam kasus ini mahasiswa perlu melakukan penyelidikan secara terperinci terhadap gambar desain bangunan dari pihak arsitek. Semua gambar denah dan detail arsitektural dapat dikembangkan dan diinterpretasi ulang ke dalam pemodelan serta perancangan struktur.

### 2.1.3 Bagan Alir Perancangan

Langkah-langkah perancangan struktur dapat dilihat pada *flowchart* dibawah.



Gambar 2.1 *Flowchart* Langkah-langkah Perancangan Struktur

## **2.2 Data Umum Perancangan Struktur**

### **2.2.1 Data Umum Bangunan**

Data umum Asrama Pondok Pesantren Assalafiyah I adalah sebagai berikut.

Nama bangunan : Pondok Pesantren Assalafiyah.

Lokasi : Gamping, Sleman, Yogyakarta.

### **2.2.2 Data Perencanaan**

Data perencanaan yang digunakan dalam perancangan struktur antara lain.

#### 1. Data Bangunan.

Jenis Bangunan	: Bangunan Tempat Tinggal
Lokasi	: Gamping, Sleman, Yogyakarta
Jumlah Lantai	: 3 lantai
Fungsi Bangunan	: Tempat Tinggal dan pendidikan
Panjang Bangunan	: 50,15 m
Lebar Bangunan	: 30,8
Tinggi Antar Lantai	: 4 m

#### 2. Data Bahan .

Mutu Beton Bertulang ( $f'c$ )	: 30 Mpa
Mutu Baja Tulangan Ulir ( $f_y$ )	: 420 Mpa
Mutu Baja Tulangan Polos ( $f_{ys}$ )	: 280 Mpa
Modulus Elastisitas Baja ( $E_s$ )	: $2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
Modulus Elastisitas Beton ( $E_c$ )	: $4700\sqrt{f'c}$
Modulus Geser Baja ( $G$ )	: 77200 Mpa

#### 3. Beban Mati.

Berat Jenis Beton Bertulang	: $2400 \text{ kg/m}^3$
Berat ubin dan spesi	: $1,05 \text{ kN/m}^2$
Berat railing	: $1 \text{ kN/m}^2$

#### 4. Beban Hidup (SNI 1727-2020).

Fungsi Lantai Ruang Asrama	: $1,92 \text{ kN/m}^2$
Beban ruang komunal	: $4,79 \text{ kN/m}^2$
Beban ruang pertemuan	: $2,4 \text{ kN/m}^2$
Beban tangga tetap	: $4,79 \text{ kN/m}^2$

Beban Pekerja	: 1 kN/m <sup>2</sup>
5. Beban Gempa (SNI 1726-2019)	
Kategori Resiko	: IV
Kelas Situs	: SD (Tanah Sedang)

### 2.3 Preliminary Design

Perencanaan awal (*preliminary design*) merupakan suatu tahapan analisa untuk memperkirakan dimensi struktur awal gedung yang nantinya akan dilakukan perhitungan menggunakan bantuan aplikasi komputer. Perencanaan awal ini digunakan untuk merencanakan setiap elemen struktur (seperti atap, balok, kolom, pelat, dan tangga) dengan bantuan ETABS dan SAP2000 dalam melakukan analisis struktural gedung. Elemen-elemen struktur yang direncanakan sebagai berikut.

#### 2.3.1 Dimensi Pelat

Perencanaan awal struktur pelat meliputi pelat lantai, tangga, dan atap.

1. Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 24.2.1, komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus didesain agar memiliki kekakuan yang cukup sehingga dapat membatasi terjadinya defleksi atau deformasi yang dapat berpengaruh negatif pada kekuatan atau kemampuan layan suatu struktur. Penentuan dimensi pelat dibagi menjadi dua yaitu, pelat satu arah dan pelat dua arah.

##### a. Perencanaan Pelat Satu Arah

Pelat satu arah terjadi apabila  $L_y/L_x > 2$  dimana  $L_y$  adalah bentang panjang dan  $L_x$  adalah bentang pendek. Ketebalan minimum pelat solid satu arah non-prategang berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 7.3.1.1 adalah sebagai berikut.

Tabel 2.1 Ketebalan Minimum Pelat Solid Satu Arah Nonprategang

Kondisi Tumpuan	$h^{[1]}$ Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$
<sup>[1]</sup> Angka ini berlaku untuk beton berat normal dan $f_y = 420$ MPa.	

(SNI 2847-2019, tabel 7.3.1.1)

Tabel diatas berlaku untuk pelat solid nonprategang yang tidak bertumpu atau melekat pada partisi atau konstruksi lain yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar, ketebalan keseluruhan pelat **h** tidak boleh kurang dari batas minimum. (SNI 2847-2019 pasal 7.3.1.1)

b. Perencanaan Pelat Dua Arah

Pelat dua arah terjadi apabila  $L_y/L_x < 2$ ; dimana  $L_y$  adalah bentang panjang dan  $L_x$  adalah bentang pendek. Ketebalan minimum pelat dibawah adalah untuk  $\alpha_{fm} \leq 0,2$  dengan pelat nonprategang tanpa balok interior yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya yang memiliki rasio bentang panjang terhadap bentang pendek tidak lebih dari 2 serta tidak boleh kurang dari ketentuan berikut.

- 1) Tanpa *drop panel* > 125 mm
- 2) Dengan *drop panel* > 100 mm

Tabel 2.2 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang Tanpa Balok Interior (mm)

$f_y$ , MPa <sup>[2]</sup>	Tanpa <i>drop panel</i> <sup>[3]</sup>			Dengan <i>drop panel</i> <sup>[3]</sup>		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eskterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi <sup>[4]</sup>		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi <sup>[4]</sup>	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

<sup>[1]</sup>  $l_n$  adalah jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

<sup>[2]</sup> Untuk  $f_y$  dengan nilai diantara yang diberikan dalam tabel, ketebalan minimum harus dihitung dengan interpolasi linear

<sup>[3]</sup> Drop panel sesuai ketentuan SNI 2847-2019 pasal 8.2.4

<sup>[4]</sup> Pelat dengan balok di antara kolom sepanjang tepi eksterior. Panel eksterior harus dianggap tanpa balok pinggir jika  $\alpha_f$  kurang dari 0,8. Nilai  $\alpha_f$  untuk balok tepi harus dihitung sesuai SNI 2847-2019 8.10.2.7

(SNI 2847-2019, tabel 8.3.1.1)

Pada pelat tepi yang tidak menerus harus disediakan balok tepi dengan  $\alpha_f \geq 0,80$  atau ketebalan pelat minimum harus diperbesar paling sedikit 10% pada persamaan berikut.

- 1) Untuk  $0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$ , ketebalan pekat minimum harus memenuhi persamaan berikut.

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- 2) Untuk  $\alpha_{fm} \leq 2,0$ , ketebalan pekat minimum harus memenuhi persamaan berikut.

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Perhitungan tebal pelat lantai yang digunakan dalam perancangan adalah sebagai berikut.

1. Pelat 1 arah

$$h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{2800mm}{24} = 138 mm \approx 140mm$$

2. Pelat 2 arah

$$Lx = 3300 mm$$

$$Ly = 5500 mm$$

$$b \text{ balok} = 250 mm$$

$$h \text{ balok} = 400 mm$$

$$hf = 140 mm$$

$$bw + 2hb = 250 + 2(400-140) = 770 mm$$

$$bw + 8hf = 250 + 8(140) = 1370 mm$$

$$\text{Dipakai : } bw + 2hb = 770 mm$$

$$\text{Luas bagian sayap} = 770 \times 140 = 107800 mm^2$$

$$\text{Luas bagian badan} = 250 \times (400-140) = 65000 mm^2$$

$$\text{Luas total} = \frac{107800 mm^2 + 65000 mm^2}{+} = 172800 mm^2$$

$$\bar{y} = \frac{107800 \left(\frac{140}{2}\right) + 65000 \left[140 + \frac{(400 - 140)}{2}\right]}{172800}$$

$$= 145,231 \text{ mm}$$

$$I_b = \left[ \frac{1}{12} (700)(140)^3 + 107800 \left(145,231 - \frac{140}{2}\right)^2 \right] + \left[ \frac{1}{12} (250)(400 - 140)^3 + 107800 \left\{ \left(140 + \frac{400 - 140}{2}\right) - 145,231 \right\}^2 \right]$$

$$= 2164230741 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pelat dalam arah memanjang.

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 5500 \cdot (140)^3 = 1257666667 \text{ mm}^4$$

$$\alpha f_1 = \frac{2164230741}{1257666667} = 1,721$$

Momen inersia pelat dalam arah memanjang.

$$I_2 = \frac{1}{12} \cdot 3300 \cdot (140)^3 = 754600000 \text{ mm}^4$$

$$\alpha f_1 = \frac{2164230741}{754600000} = 2,868$$

$$\alpha f_m = \frac{1,721 + 2,868}{2} = 2,294$$

$$\beta = \frac{(5500 - 250)}{(3300 - 250)} = 1,721$$

$\alpha f_m > 2 \rightarrow$  maka digunakan rumus h,

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm}$$

$$= \frac{\ln\left(0,8 + \frac{280}{1400}\right)}{36 + 9(1,721)} > 90 \text{ mm}$$

$$= 101,958 > 90 \text{ mm}$$

Digunakan pelat dengan tebal = 140 mm

Perhitungan tebal pelat lantai atap yang digunakan dalam perancangan sebagai berikut.

1) Pelat 1 arah

Tebal pelat lantai atap 1 arah digunakan 120 mm

2) Pelat 2 arah

$$L_x = 3300 \text{ mm}$$

$$L_y = 5500 \text{ mm}$$

$$b \text{ balok} = 250 \text{ mm}$$

$$h \text{ balok} = 400 \text{ mm}$$

$$h_f = 120 \text{ mm}$$

$$b_w + 2h_b = 810 \text{ mm}$$

$$b_w + 8h_f = 1210 \text{ mm}$$

} Dipakai  $b_e = 810 \text{ mm}$

$$\text{luas bagian sayap} = 810 \times 120 = 97200 \text{ mm}^2$$

$$\text{luas bagian badan} = 250 \times (400-120) = 70000 \text{ mm}^2$$

$$\text{luas total} = 167200 \text{ mm}^2$$

$$\bar{y} = \frac{97200 \left(\frac{120}{2}\right) + 70000 \left[120 + \frac{(400-120)}{2}\right]}{167200}$$

$$= 143,732 \text{ mm}$$

$$I_b = \left[ \frac{1}{12} (810)(120)^3 + 97200 \left(143,732 - \frac{120}{2}\right)^2 \right]$$

$$+ \left[ \frac{1}{12} (250)(400-120)^3 + 97200 \left\{ \left(120 + \frac{400-120}{2}\right) - 143,732 \right\}^2 \right]$$

$$= 2201724530 \text{ mm}^4$$

Momen inersia pelat dalam arah memanjang.

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 5500 \cdot (120)^3 = 792000000 \text{ mm}^4$$

$$\propto f_1 = \frac{2201724530}{792000000} = 2,78$$

Momen inersia pelat dalam arah memanjang.

$$I_2 = \frac{1}{12} \cdot 3300 \cdot (120)^3 = 475200000 \text{ mm}^4$$

$$\propto f_1 = \frac{2201724530}{475200000} = 4,433$$



$$\alpha f_m = \frac{2,78 + 4,633}{2} = 3,707$$

$$\beta = \frac{(5500 - 250)}{(3300 - 250)} = 1,721$$

$\alpha f_m > 2 \rightarrow$  maka digunakan rumus h,

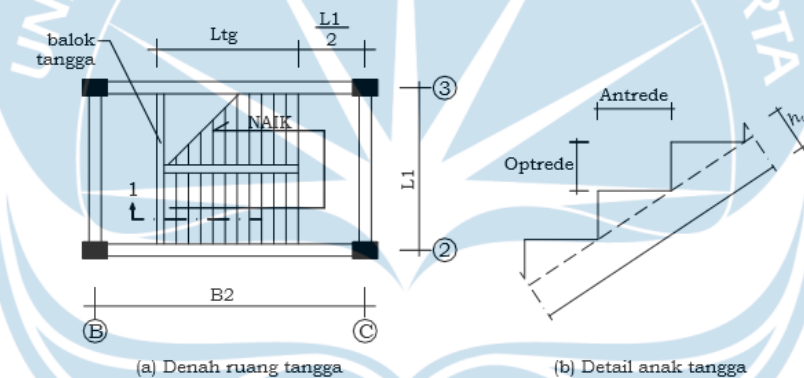
$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm}$$

$$= \frac{\ln\left(0,8 + \frac{280}{1400}\right)}{36 + 9(1,721)} > 90 \text{ mm}$$

$$= 101,958 > 90 \text{ mm } \underline{\text{OK}}$$

Digunakan tebal = 120 mm

### 2.3.2 Perencanaan Tangga



Gambar 2.2 Denah Ruang Tangga

(Sumber: Modul Praktik Perancangan Bangunan Gedung, 2021)

Beberapa hal yang diperlukan dalam merencanakan tangga sebagai berikut.

1. Lebar bordes tangga adalah setengah dari lebar tangga (L1)
2. Tinggi optrede (O) antara 150 mm sampai 200 mm dan besar antrede (A) ditentukan 280 mm atau 300 mm.
3. Jumlah anak tangga ditentukan dengan rumus:

$$n_{tg} = \frac{h_{lt}}{O}$$

dimana  $h_{lt}$  merupakan tinggi lantai.

4. Lebar tangga dapat ditentukan dengan rumus:

$$\left(\frac{h_{lt}}{2O} - 1\right) A$$

5. Sudut kemiringan tangga adalah  $\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{o}{A} \right)$

Perhitungan dimensi tangga.

Data-data umum yang digunakan sebagai berikut.

- (a) Tinggi antar lantai = 4000 mm = 4 m
- (b) Optrede (O) = 200 mm
- (c) Antrede (A) = 300 mm
- (d) Jumlah anak tangga =  $\frac{h_{lr}}{O} = \frac{4000}{200} = 20$  buah
- (e) Lebar tangga =  $\left( \frac{1}{2} \cdot \frac{h_{lr}}{O} - 1 \right) A$   
 $= \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{4000}{200} - 1 \right) 300 = 2700$  mm
- (f)  $\alpha = \arctan \left( \frac{o}{A} \right) = \arctan(200/300) = 33,69^\circ$

### 2.3.3 Perencanaan Dimensi Balok

Tahapan dalam menentukan dimensi awal balok.

1. Mencari bentang balok paling panjang.
2. Menentukan tinggi minimum balok dengan syarat-syarat sebagai berikut.

Berdasarkan SNI 2847-2019 pasal 9.3.1.1, untuk balok nonprategang yang tidak bertumpu atau melekat pada partisi atau konstruksi lain yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar, ketebalan keseluruhan pelat h tidak boleh kurang dari batas minimum pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.3 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi Perlekatan	Tinggi minimum*
Perlekatan sederhana	$l/16$
Menerus satu sisi	$l/18,5$
Menerus dua sisi	$l/21$
Kantilever	$l/8$
*dapat diaplikasikan untuk beton mutu normal dan tulangan mutu 420 MPa.	

(SNI 2847-2019 tabel 9.3.1.1)

3. Menentukan lebar balok dari tinggi balok yang sudah didapatkan ( $2/3$  tinggi)  
 Dimensi balok yang digunakan pada perancangan struktur Pondok Pesantren Assalafiyah I dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.4 Dimensi Balok yang Digunakan

Jenis Balok	Dimensi (mm)
Sloof	300 x 450
Balok Induk	350 x 500
Balok Anak	250 x 400
Balok Ring	350 x 400

#### 2.3.4 Perencanaan Dimensi Kolom

Dimensi kolom yang digunakan dalam perancangan ada 3 tipe seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.5 Dimensi Kolom yang Digunakan

Tipe Kolom	Dimensi (mm)
K1	550 x 500
K2	600 x 700
K3	350 x 350

#### 2.4 Pembebanan Struktur

Beban dalam suatu struktur dibagi menjadi dua jenis pembebanan sebagai berikut.

##### 2.4.1 **Beban Gravitasi**

Beban gravitasi merupakan beban yang bekerja searah dengan gravitasi yang diakibatkan oleh beban mati dan beban hidup. Beban gravitasi dalam perancangan ini meliputi beban atap dan beban struktur dengan perhitungan sebagai berikut.

1. Perhitungan beban atap

Sebelum merancang struktur atap, perlu merencanakan terlebih dahulu beban-beban yang bekerja pada komponen struktur atap sebagai berikut.

- a. Beban gording

Berikut data beban material untuk beban gording.

Berat profil C150x65x20x2,5	= 5,96 Kg/m'
Berat genteng bitumen	= 15 Kg/m'
Berat plafond	= 20 Kg/m'

Perhitungan beban gording.

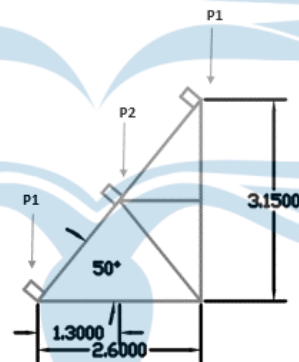
Berat sendiri	= 5,96 kg/m'	= 0,0596 kN/m'
Berat atap	= $\left(\frac{1,3}{\cos 50}\right) \times 0,15$	= 0,3034 kN/m'
Berat plafon	= 1,3 × 0,2	= 0,26 kN/m' +
Dead Load (D) rencana gording, q	<hr/>	
		= 0,623 kN/m'

Beban pekerja (P) diambil sebesar 1,0 kN sebagai beban hidup (*Live Load / LL*)

b. Beban kuda-kuda

Data beban material untuk beban kuda-kuda.

Berat gording	= 5,96 Kg/m'
Berat kuda-kuda	= 50 Kg/m'
Berat atap	= 15 Kg/m <sup>2</sup>
Berat plafond	= 20 Kg/m'



Gambar 2.3 Skema Pembebanan Kuda-kuda

Perhitungan beban kuda-kuda.

Beban P<sub>1</sub>,

Berat sendiri kuda-kuda	= $\frac{1,3}{2} \times 0,5$	= 0,325 kN
Berat gording	= 6 × 0,0596	= 0,358 kN
Berat atap	= $\frac{1,3/2}{\cos(50^\circ)} \times 6 \times 0,15$	= 0,910 kN
Berat plafon	= $\frac{1,3}{2} \times 6 \times 0,2$	= 0,78 kN +
Beban P <sub>1</sub>	<hr/>	
		= 2,373 kN

Beban P<sub>2</sub>,

$$\text{Berat sendiri kuda-kuda} = 1,3 \times 0,5 = 0,65 \text{ kN}$$

$$\text{Berat gording} = 6 \times 0,0596 = 0,358 \text{ kN}$$

$$\text{Berat atap} = \frac{1,3}{\cos(50^\circ)} \times 6 \times 0,15 = 1,820 \text{ kN}$$

$$\text{Berat plafon} = 1,3 \times 6 \times 0,2 = 1,56 \text{ kN} \quad +$$

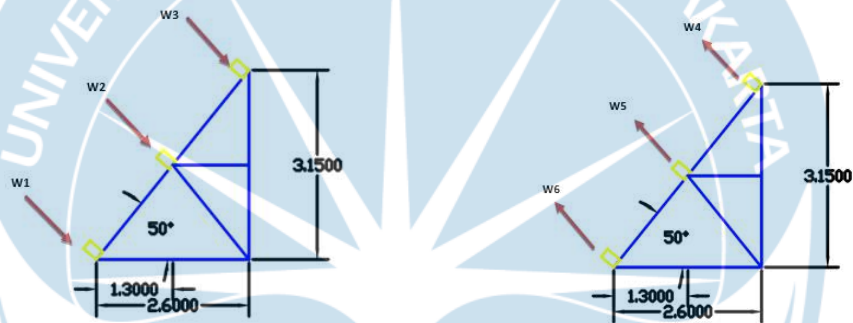
$$\text{Beban P}_2 = 4,388 \text{ kN}$$

Perhitungan beban angin kuda-kuda.

$$\text{Tiupan angin} = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{ti} = 0,45$$

$$C_{is} = -0,6$$



Gambar 2.4 Koefisien beban angin tiup dan Koefisien beban angin isap

Perhitungan beban angin kuda-kuda.

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_1 &= \frac{a/2}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1,3/2}{\cos(50)} \times 0,45 \times 6 \times 0,4 \\ &= 1,092 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_2 &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1,3}{\cos(50)} \times 0,45 \times 6 \times 0,4 \\ &= 2,184 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_3 &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{ti} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \frac{1,3}{\cos(50)} \times 0,45 \times 6 \times 0,4 \end{aligned}$$

$$= 1,092 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_4 &= \frac{1}{2} \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1}{2} \frac{1,3}{\cos(50)} \times (-0,6) \times 6 \times 0,4 \\ &= -1,456 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_5 &= \frac{a}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1,3}{\cos(50)} \times (-0,6) \times 6 \times 0,4 \\ &= -2,912 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } W_6 &= \frac{a/2}{\cos \alpha} \times C_{is} \times L_1 \times Q_w \\ &= \frac{1,3/2}{\cos(50)} \times (-0,6) \times 6 \times 0,4 \\ &= -1,456 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Perhitungan beban struktur

Sebelum melakukan analisis struktur, beban yang bekerja perlu dihitung terlebih dahulu sebagai berikut.

a. Beban pelat

Tabel 2.6 Beban Pelat

Fungsi Plat	Macam Pembebanan	Tebal	Berat Volume	Beban Mati (DL)	Beban Mati Plat	Beban Hidup (LL)	Wu = 1,2D+1,6L
		mm	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Atap	Beban Sendiri	120	24	2,88			
	Beban Plafon			0,18			
	Beban MEP			0,5			
	Lain-lain (finishing)	20	21	0,42			
	Total			3,98	1,1	1	6,376
Lantai Koridor	Beban Sendiri	140	24	3,36			
	Beban Pasir	50	18	0,9			
	Beban Ubin + Spesi	50	21	1,05			
	Beban Plafon			0,18			
	Beban MEP			0,5			
Total			5,99	2,63	4,79	14,852	
Lantai Kamar	Beban Sendiri	140	24	3,36			
	Beban Pasir	50	18	0,9			
	Beban Ubin + Spesi	50	21	1,05			
	Beban Plafon			0,18			

Fungsi Plat	Macam Pembebanan	Tebal	Berat Volume	Beban Mati (DL)	Beban Mati Plat	Beban Hidup (LL)	Wu = 1,2D+1,6L
		mm	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	Beban MEP			0,5			
			Total	5,99	2,63	1,92	10,26

Berikut perhitungan momen pelat 1 arah dan pelat 2 arah untuk pelat lantai dan pelat atap.

1) Perhitungan momen pelat lantai 1 arah

$$Mu^+ = \frac{1}{14} \times \frac{W_u}{L_x} = \frac{1}{14} \times \frac{14,85}{2,8} = 8,32 \text{ kNm}$$

$$Mu^- = -\frac{1}{16} \times \frac{W_u}{L_x} = -\frac{1}{16} \times \frac{14,85}{2,8} = -7,28 \text{ kNm}$$

2) Perhitungan momen pelat atap 1 arah

$$Mu^+ = \frac{1}{14} \times \frac{W_u}{L_x} = \frac{1}{14} \times \frac{6,38}{2,8} = 3,57 \text{ kNm}$$

$$Mu^- = -\frac{1}{16} \times \frac{W_u}{L_x} = -\frac{1}{16} \times \frac{6,38}{2,8} = -3,12 \text{ kNm}$$

3) Perhitungan momen pelat lantai 2 arah

Perhitungan momen pelat 2 arah dibagi menjadi arah memanjang dan arah memendek seperti perhitungan dibawah ini.

(a) Arah memanjang

$$M_D^+ = \frac{0,35 \cdot 14,852 \cdot 3300 \cdot 10^{-3} \cdot 5,1^2}{8} = 55,77 \text{ kNm}$$

$$M_D^- = \frac{0,65 \cdot 14,852 \cdot 3300 \cdot 10^{-3} \cdot 5,1^2}{8} = -103,58 \text{ kNm}$$

Faktor distribusi = 0,87

Tabel 2.7 Momen Pelat Lantai Dua Arah Memanjang

Momen lajur kolom	Momen Negatif	Momen Positif
Momen Balok =	-76.595	41.24
Momen Plat =	-13.517	7.28
Momen Lajur Tengah =	-13.46	7.25

(b) Arah memendek

$$M_D^+ = \frac{0,35.14,852.5500.10^{-3}.2,9^2}{8} = 30,06 \text{ kNm}$$

$$M_D^- = \frac{0,65.14,852.3300.10^{-3}.2,9^2}{8} = -55,82 \text{ kNm}$$

Faktor distribusi = 0,549

Tabel 2.8 Momen Pelat Lantai Dua Arah Memendek

Momen lajur kolom	Momen Negatif	Momen Positif
Momen Balok =	-26,047	14,03
Momen Plat =	-4,597	2,48
Momen Lajur Tengah =	-25,17	13,55

(kNm)

\*keterangan : rumus momen lajur kolom =  $M_o^* \times \text{factor distribusi}$

Maka dapat dicari distribusi momen pelat lantai dua arah seperti pada tabel berikut.

Tabel 2.9 Distribusi Momen Pelat Lantai Dua Arah (Memanjang)

Arah Memanjang	Momen Negatif	Momen Positif
Lebar Lajur Kolom =	1.65	1.65
$M_n =$	-10.24	5.51
Lebar Lajur Tengah =	1.65	1.65
$M_n =$	-10.20	5.49

(kNm)

Tabel 2.10 Distribusi Momen Pelat Lantai Dua Arah (Memendek)

Arah Memendek	Momen Negatif	Momen Positif
Lebar Lajur Kolom =	1.65	1.65
$M_n =$	-3.48	1.88
Lebar Lajur Tengah =	1.65	1.65
$M_n =$	-19.07	10.27

\*keterangan : lebar lajur =  $\frac{1}{4} \times L^* \times 2$  (kNm)

$$M_n = \frac{\text{momen plat}}{\text{lebar lajur} \times 0,8}$$



4) Perhitungan momen pelat atap 2

1. Arah memanjang

$$M_D^+ = \frac{0,35.6,376.3300. 10^{-3}. 5,1^2}{8} = 23,94 \text{ kNm}$$

$$M_D^- = \frac{0,65.6,376.3300. 10^{-3}. 5,1^2}{8} = -44,47 \text{ kNm}$$

Faktor distribusi = 0,87

Tabel 2.11 Momen Pelat Atap Dua Arah Memanjang

Momen lajur kolom	Momen Negatif	Momen Positif
Momen Balok =	-11,182	6,02
Momen Plat =	-1,973	1,06
Momen Lajur Tengah =	-10,81	5,82

(kNm)

2. Arah memendek

$$M_D^+ = \frac{0,35.6,376.5500. 10^{-3}. 2,9^2}{8} = 12,9 \text{ kNm}$$

$$M_D^- = \frac{0,65.6,376.3300. 10^{-3}. 2,9^2}{8} = -23,96 \text{ kNm}$$

Faktor distribusi = 0,549

Tabel 2.12 Momen Pelat Atap Dua Arah Memendek

Momen lajur kolom	Momen Negatif	Momen Positif
Momen Balok =	-11,182	6,02
Momen Plat =	-1,973	1,06
Momen Lajur Tengah =	-10,81	5,82

\*keterangan : rumus momen lajur kolom =  $M_o^* \times \text{factor distribusi}$  (kNm)

Maka dapat ditentukan distribusi momen pelat atap dua arah.

Tabel 2.13 Distribusi Momen Pelat Atap Dua Arah (Memanjang)

Arah Memanjang	Momen Negatif	Momen Positif
Lebar Lajur Kolom =	1,65	-1,65
$M_n =$	-4,40	2,37
Lebar Lajur Tengah =	1,65	1,65
$M_n =$	-4,38	2,36

(kNm)

Tabel 2.14 Distribusi Momen Pelat Atap Dua Arah (Memendek)

Arah Memendek	Momen Negatif	Momen Positif
Lebar Lajur Kolom =	1.65	1.65
Mn =	-1,49	0,80
Lebar Lajur Tengah =	1.65	1.65
Mn =	-8,19	4,41

\*keterangan: lebar lajur =  $\frac{1}{4} \times L_* \times 2$  (kNm)

$$M_n = \frac{\text{momen plat}}{\text{lebar lajur} \times 0,8}$$

b. Beban tangga

Data beban material untuk perhitungan beban tangga adalah sebagai berikut.

Berat volume beton = 24 kN/m<sup>3</sup>

Berat volume ubin = 21 kN/m<sup>3</sup>

Berat railing = 1 kN/m<sup>2</sup>

Perhitungan Beban qtg.

1) Berat sendiri tangga =  $\frac{h_{tg}}{\cos \alpha} \times \text{berat volume beton} = \frac{0,14}{\cos 33,69} \times 24 = 4,04 \text{ kN/m}^2$

2) Berat anak tangga =  $\frac{1}{2} \times 0 \times \text{berat volume beton} = \frac{1}{2} \times 200 \times 24 = 2,40 \text{ kN/m}^2$

3) Berat ubin dan spesi =  $0,05 \times \text{berat volume ubin} = 0,005 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

4) Berat railing = 1 kN/m<sup>2</sup> = 1,00 kN/m<sup>2</sup>

Beban qtg = 8,49 kN/m<sup>2</sup> +

Perhitungan Beban qbd.

1) Berat sendiri tangga =  $h_{tg} \times \text{berat volume beton} = 0,14 \times 24 = 3,36 \text{ kN/m}^2$

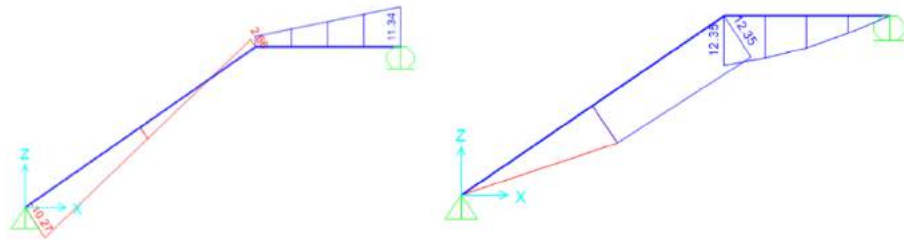
2) Berat ubin dan spesi =  $0,05 \times \text{berat volume ubin} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ kN/m}^2$

3) Berat railing = 1 kN/m<sup>2</sup> = 1,00 kN/m<sup>2</sup>

Beban qbd = 5,41 kN/m<sup>2</sup> +

Beban Hidup (LL) berdasarkan SNI 1727:2020 = 4,79 kN/m<sup>2</sup>

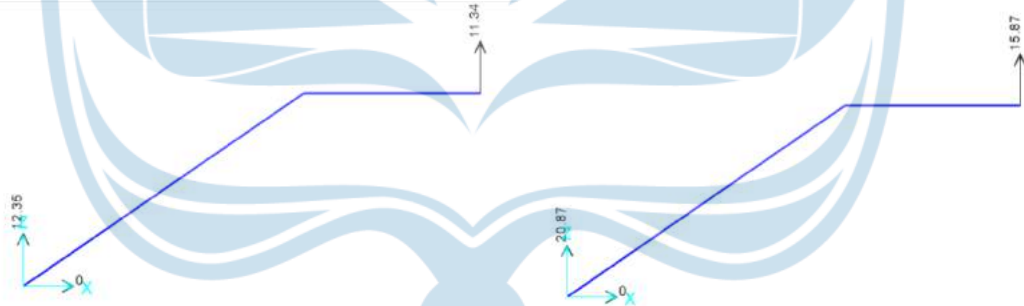
Output Beban dari SAP 2000



Gambar 2.5 SFD dan BMD akibat Beban Hidup



Gambar 2.6 SFD dan BMD akibat Beban Mati



Gambar 2.7 Reaksi Tumpuan Tangga akibat LL dan DL

Pembebanan tangga adalah sebagai berikut.

$$M_{DL} = 19,17 \text{ kNm} ; M_{LL} = 12,35 \text{ kNm}$$

$$V_{DL} = 17,37 \text{ kN} ; V_{LL} = 11,34 \text{ kN}$$

Perhitungan kombinasi pembebanan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_U &= 1,4 M_{DL} \\ &= 1,4 (19,17) \\ &= 26,84 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL} \\
 &= 1,2 (19,17) + 1,6 (12,35) \\
 &= 42,76 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

→ Dipilih yang terbesar  $M_U = 42,76 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned}
 V_U &= 1,4 V_{DL} \\
 &= 1,4 (17,37) = 24,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_U &= 1,2 V_{DL} + 1,6 V_{LL} \\
 &= 1,2 (17,37) + 1,6 (11,34) = 38,99 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

→ Dipilih yang terbesar  $V_U = 38,99 \text{ kNm}$

c. Beban balok Bordes

Dimensi balok bordes yang direncanakan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 b &= 200 \text{ mm} = 0,2 \text{ m} \\
 h &= 350 \text{ mm} = 0,35 \text{ m} \\
 \text{selimut beton} &= 40 \text{ mm} \\
 ds &= 40 + 8 + \frac{13}{2} = 54,5 \text{ mm} \\
 d &= 350 - 54,5 = 295,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berat sendiri bordes	$= (0,2) \cdot (0,35) \cdot (24)$	$= 1,68 \text{ kN/m}$	
Berat dinding	$= (\frac{4}{2} - 0,35) (2,5)$	$= 4,13 \text{ kN/m}$	
DL tangga (reaksi tumpuan dari program)		$= 15,87 \text{ kN/m}$	+
	$Q_{DL}$	$= 21,68 \text{ kN/m}$	
	$Q_{LL}$	$= 11,34 \text{ kN/m}$	

d. Beban fondasi tangga

Perhitungan beban fondasi tangga adalah sebagai berikut.

Beban mati (DL) tangga		$= 20,87 \text{ kN/m}$	
Beban hidup (LL) tangga		$= 12,55 \text{ kNm}$	
Beban dinding $= 0,14 \cdot 24 \cdot 1,5$		$= 5,04 \text{ kN/m}$	
		<hr/>	+
Beban q tg		$= 38,46 \text{ kN/m}$	

Perhitungan beban terfaktor fondasi tangga adalah sebagai berikut.

$$\begin{array}{rcl}
 \text{DL tangga} & = 1,2.(20,87) & = 25,04 \text{ kN/m} \\
 \text{LL tangga} & = 1,6.(12,55) & = 20,08 \text{ kN/m} \\
 \text{Beban dinding} & = 1,2.5,04 & = 6,05 \text{ kN/m} \\
 \hline
 \text{Beban qtangga} & & = 51,17 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

e. Berat bangunan

Berat bangunan dihitung secara manual yang digunakan dalam perhitungan beban gempa statik. Berat bangunan yang dihitung meliputi berat sendiri komponen struktur dan beban mati tambahan seperti yang ditunjukkan pada tabel dibawah ini.

1) Berat sendiri balok lantai tipikal

Tabel 2.15 Perhitungan Berat Sendiri Balok per Lantai Tipikal

GRID	Elemen	B (mm)	H (mm)	L	Volume (m <sup>3</sup> )	W (kN)
A	B35X50	350	500	47.1	8.24	197.82
A1	B35X50	350	500	21.2	3.71	89.04
B	B35X50	350	500	25.4	4.45	106.68
B1	B35X50	350	500	8.5	1.49	35.70
	B25x35	250	350	14.4	1.26	30.24
C	B35X50	350	500	34	5.95	142.80
D	B35X50	350	500	20.4	3.57	85.68
E	B35X50	350	500	18	3.15	75.60
	B25x35	250	350	5.5	0.48	11.55
F	B35X50	350	500	20.4	3.57	85.68
	B25x35	250	350	5.5	0.48	11.55
G	B35X50	350	500	20.4	3.57	85.68
H	B35X50	350	500	20.4	3.57	85.68
H1	B35X50	350	500	9.3	1.63	39.06
I	B35X50	350	500	11	1.93	46.20
I1	B35X50	350	500	6.8	1.19	28.56
J	B35X50	350	500	22	3.85	92.40
0	B35X50	350	500	8.1	1.42	34.02
1	B35X50	350	500	11.2	1.96	47.04
2	B35X50	350	500	11.2	1.96	47.04
3	B35X50	350	500	16	2.80	67.20
	B25x35 Kantilever	250	350	31.05	2.72	65.21
4	B35X50	350	500	31.05	5.43	130.41
5	B35X50	350	500	22.4	3.92	94.08

GRID	Elemen	B (mm)	H (mm)	L	Volume (m <sup>3</sup> )	W (kN)
	B25x35	250	350	22	1.93	46.20
6	B35X50	350	500	27.75	4.86	116.55
	B25x35	250	350	21	1.84	44.10
7	B35X50	350	500	22.4	3.92	94.08
	B25x35	250	350	27.75	2.43	58.28
8	B35X50	350	500	27.75	4.86	116.55
	B25x35	250	350	21	1.84	44.10
9	B35X50	350	500	22.4	3.92	94.08
	B25x35	250	350	27.75	2.43	58.28
10	B35X50	350	500	27.75	4.86	116.55
10A	B35X50	350	500	9.6	1.68	40.32
10B	B35X50	350	500	34.35	6.01	144.27
Total						2708.265

2) Berat sendiri balok lantai atap

Tabel 2.16 Perhitungan Berat Sendiri Balok Lantai Atap

GRID	Elemen	B (mm)	H (mm)	L (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	W (kN)
A	Balok ring	250	350	36.1	3.16	75.81
A1	Balok ring	250	350	21.2	1.86	44.52
B	Balok ring	250	350	23.9	2.09	50.19
B1	Balok ring	250	350	20.2	1.77	42.42
C	Balok ring	250	350	34	2.98	71.40
D	Balok ring	250	350	20.4	1.79	42.84
E	Balok ring	250	350	20.4	1.79	42.84
F	Balok ring	250	350	20.4	1.79	42.84
G	Balok ring	250	350	20.4	1.79	42.84
H	Balok ring	250	350	20.4	1.79	42.84
H1	Balok ring	250	350	9.3	0.81	19.53
I	Balok ring	250	350	11	0.96	23.10
I1	Balok ring	250	350	6.8	0.60	14.28
J	Balok ring	250	350	22	1.93	46.20
0	Balok ring	250	350	8.1	0.71	17.01
1	Balok ring	250	350	11.2	0.98	23.52
2	Balok ring	250	350	22.4	1.96	47.04
3	Balok ring	250	350	42.25	3.70	88.73
4	Balok ring	250	350	35.85	3.14	75.29
5	Balok ring	250	350	50.15	4.39	105.32
6	Balok ring	250	350	48.75	4.27	102.38

GRID	Elemen	B (mm)	H (mm)	L (m)	Volume (m <sup>3</sup> )	W (kN)
7	Balok ring	250	350	50.15	4.39	105.32
8	Balok ring	250	350	48.75	4.27	102.38
9	Balok ring	250	350	50.15	4.39	105.32
10	Balok ring	250	350	27.75	2.43	58.28
10A	Balok ring	250	350	9.6	0.84	20.16
10B	Balok ring	250	350	34.35	3.01	72.14
<b>Total</b>						<b>1524.495</b>

3) Berat sendiri balok lantai top

Tabel 2.17 Perhitungan Berat Sendiri Balok Lantai Top

GRID	Elemen	B (mm)	H (mm)	L	Volume (m <sup>3</sup> )	W (kN)
B	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
C	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
D	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
E	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
F	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
G	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
H	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
I	Balok Ring	250	350	11	0.96	23.1
2	Balok Ring	250	350	15.8	1.38	33.18
5	Balok Ring	250	350	37.35	3.27	78.44
6	Balok Ring	250	350	37.35	3.27	78.44
7	Balok Ring	250	350	37.35	3.27	78.44
8	Balok Ring	250	350	37.35	3.27	78.44
9	Balok Ring	250	350	37.35	3.27	78.44
<b>Total</b>						<b>610.155</b>

4) Berat sendiri sloof

Tabel 2.18 Perhitungan Berat Sendiri Sloof

GRID	Elemen	B (mm)	H (mm)	L	Volume (m <sup>3</sup> )	W (kN)
A	Sloof	300	450	25.4	3.43	82.30
A1	Sloof	300	450	32.2	4.35	104.33
B	Sloof	300	450	32.2	4.35	104.33
C	Sloof	300	450	33.9	4.58	109.84
D	Sloof	300	450	18.8	2.54	60.91
E	Sloof	300	450	18.8	2.54	60.91
F	Sloof	300	450	18.8	2.54	60.91
G	Sloof	300	450	18.8	2.54	60.91
H	Sloof	300	450	18.8	2.54	60.91

GRID	Elemen	B (mm)	H (mm)	L	Volume (m <sup>3</sup> )	W (kN)
I	Sloof	300	450	18.44	2.49	59.75
II	Sloof	300	450	17.8	2.40	57.67
J	Sloof	300	450	11	1.49	35.64
0	Sloof	300	450	8.1	1.09	26.24
1	Sloof	300	450	11.2	1.51	36.29
2	Sloof	300	450	11.2	1.51	36.29
3	Sloof	300	450	19.42	2.62	62.92
4	Sloof	300	450	27.75	3.75	89.91
5	Sloof	300	450	12.8	1.73	41.47
6	Sloof	300	450	37.35	5.04	121.01
7	Sloof	300	450	12.8	1.73	41.47
8	Sloof	300	450	37.35	5.04	121.01
9	Sloof	300	450	12.8	1.73	41.47
10	Sloof	300	450	27.75	3.75	89.91
10A	Sloof	300	450	9.6	1.30	31.10
10B	Sloof	300	450	34.35	4.64	111.29
					<b>Total</b>	<b>1708.808</b>

5) Berat sendiri kolom lantai tipikal

Tabel 2.19 Perhitungan Berat Sendiri Kolom Lantai Tipikal

GRID	B	H	L	n	Vol (m <sup>3</sup> )	W (kN)
1	550	550	4	3	3.63	87.12
2	550	550	4	4	4.84	116.16
3	550	550	4	4	4.84	116.16
	600	700	4	1	1.68	40.32
4	550	550	4	6	7.26	174.24
5	550	550	4	4	4.84	116.16
	600	700	4	2	3.36	80.64
6	550	550	4	6	7.26	174.24
7	550	550	4	3	3.63	87.12
	600	700	4	1	1.68	40.32
8	550	550	4	6	7.26	174.24
9	550	550	4	4	4.84	116.16
	600	700	4	2	3.36	80.64
10	550	550	4	6	7.26	174.24
10A	550	550	4	3	3.63	87.12
	600	700	4	1	1.68	40.32
10B	550	550	4	8	9.68	232.32
					<b>Total</b>	<b>1937.52</b>



6) Berat sendiri kolom lantai atap

Tabel 2.20 Perhitungan Berat Sendiri Kolom Lantai Atap

GRID	B	H	L	n	Vol (m <sup>3</sup> )	W (kN)
2	350	350	3.15	9	3.472875	83.349
5	350	350	3.15	8	3.087	74.088
6	350	350	3.15	6	2.31525	55.566
7	350	350	3.15	2	0.77175	18.522
8	350	350	3.15	6	2.31525	55.566
9	350	350	3.15	8	3.087	74.088
<b>Total</b>						<b>361.179</b>

7) Berat dinding bata

Tabel 2.21 Perhitungan Berat Dinding Bata

GRID	Elemen	L (m)	SDL (kN/m)	W (kN)
A	Dinding	22	10	220
B1	Dinding	30.5	10	305
C	Dinding	26	10	260
D	Dinding	16.4	10	164
E	Dinding	16.4	10	164
F	Dinding	16.4	10	164
G	Dinding	16.4	10	164
H	Dinding	10.9	10	109
H1	Dinding	12.7	10	127
J	Dinding	11	10	110
0	Dinding	8.1	10	81
1	Dinding	11.2	10	112
2	Dinding	11.2	10	112
3	Dinding	42.25	10	422.5
4	Dinding	22	10	220
5	Dinding	22.4	10	224
7	Dinding	50.15	10	501.5
9	Dinding	22.4	10	224
10	Dinding	11	10	110
10A	Dinding	9.6	10	96
10B	Dinding	34.35	10	343.5
<b>Total</b>				<b>4233.5</b>

8) Berat sendiri pelat lantai

Berat sendiri pelat lantai dimulai dengan menghitung luas netto pelat lantai yang ada dan kemudian dikalikan dengan berat jenis beton seperti pada tabel berikut.

Tabel 2.22 Perhitungan Berat Sendiri Pelat Lantai

Elemen	Ag (m <sup>2</sup> )	Void (m <sup>2</sup> )	A netto (m <sup>2</sup> )	t (m)	Vol	W (kN)
Top	231.09	0	231.09	0.12	27.7308	665.5392
Atap	1139.86	231.09	908.77	0.12	109.0524	2617.258
Lantai 3	1139.86	115.42	1024.44	0.14	143.4216	3442.118
Lantai 2	1139.86	115.42	1024.44	0.14	143.4216	3442.118
Total	3650.67	461.93				10167.03

Kemudian dihitung beban mati tambahan yang bekerja pada bangunan tersebut seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.23 Perhitungan Berat Mati Tambahan Pelat Lantai

Elemen	A netto (m <sup>2</sup> )	ADL	W (kN)
Plat Top	231.09	1.1	254.199
Plat Atap	908.77	1.1	999.647
Lantai 3	1024.44	2.63	2694.277
Lantai 2	1024.44	2.63	2694.277
<b>Total</b>			<b>6642.4</b>

9) Berat total bangunan

Berat total bangunan dihitung dengan menjumlahkan berat komponen struktur per lantai beserta dengan beban mati tambahan seperti yang dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.24 Berat struktur per lantai tipikal

Elemen	W (kN)
Balok	7302.713
Kolom	1937.52
Pelat	6136.3956
<b>Total</b>	<b>15376.629</b>

Tabel 2.25 Berat struktur lantai atap

<b>Elemen</b>	<b>W (kN)</b>
Balok	1524.495
Kolom	361.179
Pelat	3616.905
Kuda-Kuda	219.36
<b>Total</b>	<b>5721.939</b>

Tabel 2.26 Berat struktur lantai top

<b>Elemen</b>	<b>W (kN)</b>
Balok	610.155
Pelat	919.7382
<b>Total</b>	<b>1529.893</b>

Tabel 2.27 Rekapitulasi berat bangunan

<b>Lantai</b>	<b>W (kN)</b>
Top	1529.8932
Atap	5721.9386
Lantai 3	15376.629
Lantai 2	15376.629
Lantai 1	1937.52
<b>Total</b>	<b>39942.609</b>
<b>Etabs</b>	40011.905
<b>Selisih</b>	<b>0.17%</b>

Berat total bangunan dengan beban mati tambahan dibandingkan dengan berat total bangunan hasil perhitungan ETABS didapatkan selisih sebesar 0,17% maka perhitungan manual dapat digunakan.

#### 2.4.2 Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 4.1.1, menentukan gempa rencana harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan nongedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlampaui besarnya sebesar 2% selama umur struktur bangunan 50 tahun.

Risiko struktur bangunan gedung dan nongedung menurut SNI 1726-2019 pasal 4.1.2 dapat dikategorikan sebagai berikut.

Tabel 2.28 Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Nongedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan 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>	<p>IV</p>

(SNI 1726-2019 tabel 3)

Untuk dapat menentukan pengaruh gempa rencana, kategori risiko harus dikalikan dengan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) menurut tabel berikut.

Tabel 2.29 Faktor Keutamaan Gempa

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

(SNI 1726-2019 tabel 4)

Terkait dengan persyaratan desain seismik struktur bangunan gedung, mahasiswa berpacu pada SNI 1726-2019 pasal 7. Menurut pasal tersebut, struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang berpacuan pada kategori risiko gempa.

Tabel 2.30 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode Pendek ( $S_{DS}$ ) dan Periode 1 Detik ( $S_{D1}$ ).

Nilai $S_{DS}$	Nilai $S_{D1}$	Kategori Risiko	
		I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(SNI 1726-2019 tabel 8 dan 9)

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.2.2, sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  harus diterapkan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam tabel 12 yang terdapat pada SNI 1726-2019 pasal 7.2.2.

Tabel 2.31 Faktor R, Cd, dan  $\Omega_0$  Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0$	Faktor pembesaran defleksi, Cd	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10
CATATAN: -TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diizinkan.								

(SNI 1726-2019 tabel 12)

Catatan untuk kategori desain seismik untuk rangka pemikul momen menengah.

- 1) Kategori desain seismik D : tinggi struktur diizinkan sampai 20 m apabila beban mati dan tributari beban atap tidak melebihi  $0,96 \text{ kN/m}^2$ .
- 2) Kategori desain seismik E dan F : tinggi struktur diizinkan sampai 20 m apabila beban mati dan tributari beban atap tidak melebihi  $0,96 \text{ kN/m}^2$  serta beban mati pada rangka pemikul momen dari dinding eksterior yang terletak lebih dari 10 m di atas dasar tidak boleh melebihi  $0,96 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.4.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan struktur adalah sebagai berikut.

1.  $1,4 D$
2.  $1,2 D + 1,6 L$
3.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L^* + \rho E_x + (0,3 \rho) E_y$
4.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L + \rho E_x - (0,3 \rho) E_y$
5.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L - \rho E_x + (0,3 \rho) E_y$
6.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L - \rho E_x - (0,3 \rho) E_y$
7.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L + (0,3 \rho) E_x + \rho E_y$
8.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L - (0,3 \rho) E_x + \rho E_y$
9.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L + (0,3 \rho) E_x - \rho E_y$
10.  $(1,2 + 0,2S_{DS}) D + 1,0 L - (0,3 \rho) E_x - \rho E_y$
11.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D + \rho E_x + (0,3 \rho) E_y$
12.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D + \rho E_x - (0,3 \rho) E_y$
13.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D - \rho E_x + (0,3 \rho) E_y$
14.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D - \rho E_x - (0,3 \rho) E_y$
15.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D + (0,3 \rho) E_x + \rho E_y$
16.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D - (0,3 \rho) E_x + \rho E_y$
17.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D + (0,3 \rho) E_x - \rho E_y$
18.  $(0,9 - 0,2S_{DS}) D - (0,3 \rho) E_x - \rho E_y$

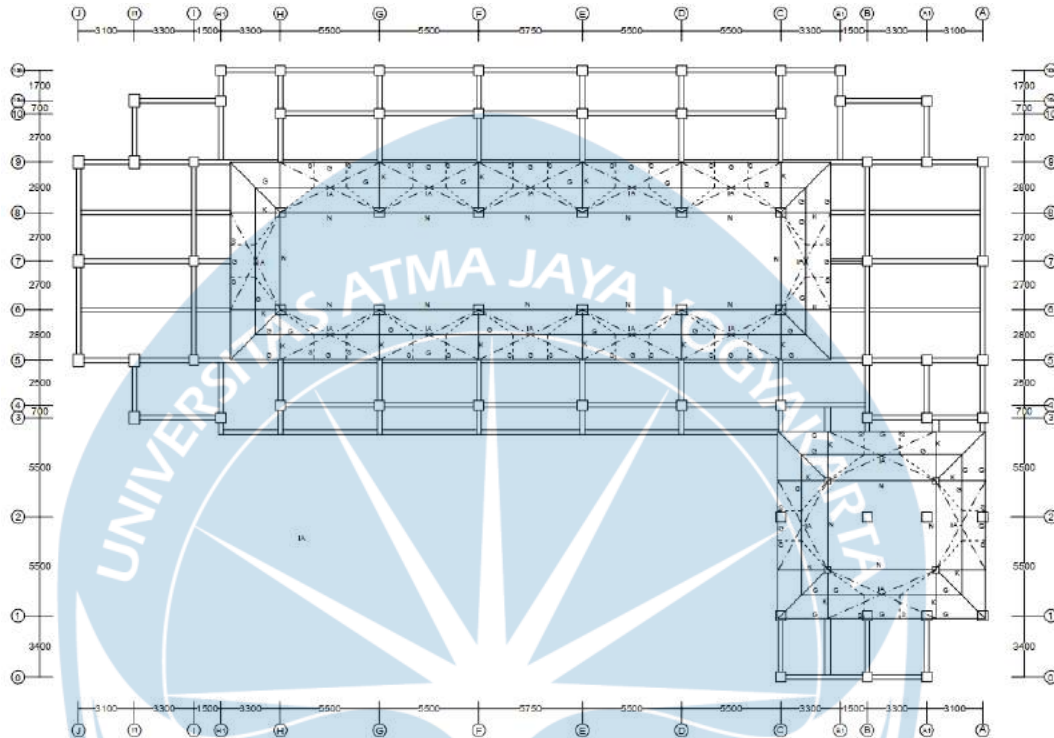
\*) Untuk  $L < 4,78 \text{ kN/m}^2$  dapat diambil faktor beban = 0,5



## 2.5 Perancangan Struktur Sekunder

Perancangan struktur sekunder meliputi struktur atap, pelat lantai, dan tangga.

### 2.5.1 Perancangan Struktur Atap



Gambar 2.8 Denah Rencana Atap

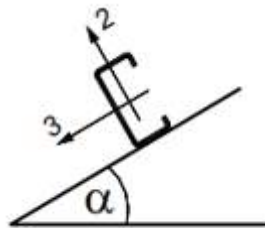
Keterangan:

- K = Kuda-kuda
- S = Sag-rod
- G = Gording
- IA = Ikatan Angin

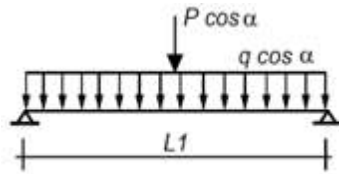
Berikut item dalam merancang struktur atap

1. Perencanaan Gording

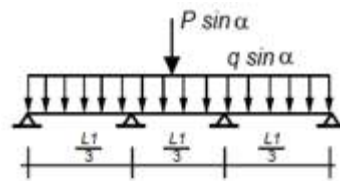
Rencana Momen Gording



Beban Gording Arah sb-2



Beban Gording Arah sb-3



1. 
$$M_{3,D} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot \cos \alpha \cdot (L_1)^2$$
$$= \frac{1}{3} \cdot (0,623) \cdot \cos (50^\circ) \cdot (6)^2$$
$$= 1,802 \text{ kNm}$$
2. 
$$M_{3,L} = + \frac{1}{4} \cdot P \cdot \cos \alpha \cdot (L_1)$$
$$= + \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot \cos (50^\circ) \cdot (6)$$
$$= 0,964 \text{ kNm}$$
3. 
$$M_{2,D} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{L_1}{3}\right)^2$$
$$= \frac{1}{8} \cdot (0,623) \cdot \sin (50^\circ) \cdot \left(\frac{6}{3}\right)^2$$
$$= 0,239 \text{ kNm}$$
4. 
$$M_{2,L} = + \frac{1}{4} \cdot P \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{L_1}{3}\right)$$
$$= + \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot \sin (50^\circ) \cdot \left(\frac{6}{3}\right)$$
$$= 0,383 \text{ kNm}$$
5. 
$$M_{3,U} = 1,4 \times M_{3,D}$$
$$= 1,4 \times 1,802$$
$$= 2,523 \text{ kNm}$$
6. 
$$M_{3,U} = 1,2 \times M_{3,D} + 1,6 \times M_{3,L}$$
$$= 1,2 \times (1,802) + 1,6 \times (0,964)$$
$$= 3,705 \text{ kNm}$$

→ Dipilih yang terbesar  $M_{3,U} = 3,705 \text{ kNm}$

7. 
$$M_{2,U} = 1,4 \times M_{2,D}$$
$$= 1,4 \times (0,239)$$
$$= 0,334 \text{ kNm}$$
8. 
$$M_{2,U} = 1,2 \times M_{2,D} + 1,6 \times M_{2,L}$$
$$= 1,2 \times (0,239) + 1,6 \times (0,383) = 0,899 \text{ kNm}$$

→ Dipilih yang terbesar  $M_{2,U} = 0,899 \text{ kNm}$

Cek tegangan pada profil C.

$$f_b = \frac{M_{3U}}{\phi \cdot W_3} + \frac{M_{2U}}{\phi \cdot W_2} \leq F_y$$

Digunakan profil kanal C tipis dengan dimensi 150x65x20 dengan tebal 2,5mm;

Didapat dari tabel *metric size* profil kanal C.

$$W_3 = Z_x = 35.600 \text{ mm}^3$$

$$W_2 = Z_y = 10.000 \text{ mm}^3$$

Maka,

$$f_b = \frac{3,705 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 35600} + \frac{0,899 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 10000} = 215,55 \text{ MPa} < F_y = 240 \text{ MPa} \quad \underline{\underline{\text{AMAN}}}$$

Cek defleksi gording.

$$I_3 = I_x = 2.670.000 \text{ mm}^4 \quad ; \quad I_2 = I_y = 440.000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot \cos \alpha \cdot (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cdot \cos \alpha \cdot (L_1)^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,623 \cdot \cos(50^\circ) \cdot (6000)^4}{200000 \cdot 2670000} + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cdot \cos(50^\circ) \cdot (6000)^3}{200000 \cdot 2670000} \\ &= 12,660 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot \sin \alpha \cdot (L_1)^4}{EI} + \frac{1}{48} \times \frac{P \cdot \sin \alpha \cdot (L_1)^3}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,623 \cdot \sin(50^\circ)}{200000 \cdot 440000} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^4 + \frac{1}{48} \times \frac{1 \cdot \sin(50^\circ)}{200000 \cdot 440000} \times \left(\frac{6000}{3}\right)^3 \\ &= 1,131 \text{ mm} \end{aligned}$$

Batas lendutan maksimum.

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

$$\delta = \sqrt{(1,131)^2 + (12,660)^2} \leq \frac{1}{240} \cdot 6000$$

$$12,710 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad \underline{\underline{\text{AMAN}}}$$

## 2. Perencanaan Sag-rod

Rencana sag-rod dapat dilihat sebagai berikut.

Jumlah gording dibawah nok sebanyak  $n=2$ , sehingga gaya sag-rod:

$$F_{t,D} = n \left( \frac{L_1}{3} \times q \times \sin \alpha \right) = 2 \left( \frac{6}{3} \times (0,623) \times \sin(50^\circ) \right) = 1,909 \text{ kN}$$

$$F_{t,L} = \frac{n}{2} \times P \times \sin \alpha = \frac{2}{2} \times 1 \times \sin(50^\circ) = 0,766 \text{ kN}$$

Kombinasi beban.

$$F_{t,U} = 1,4 \cdot F_{t,D} = 1,4 \cdot (1,909) = 2,672 \text{ kN}$$

$$F_{t,U} = 1,2 \cdot F_{t,D} + 1,6 \cdot F_{t,L} = 1,2 \cdot (1,909) + 1,6 \cdot (0,766) = 2,672 \text{ kN}$$

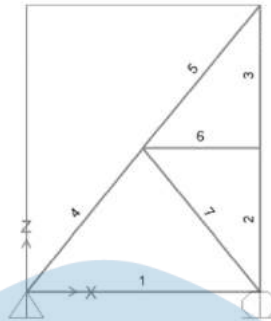
→ Dipilih yang terbesar  $F_{t,U} = 3,516 \text{ kNm}$

Luas batang sag-rod yang diperlukan.

$$Asr = \frac{F_{t,U} \cdot 10^3}{\phi F_y} = \frac{3,516 \cdot 10^3}{0,9 (240)} = 16,279 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter sag-rod 8 mm.

### 3. Perencanaan Elemen Kuda-Kuda



Rekapitulasi rencana gaya batang dengan bantuan software SAP2000 dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2.32 Rencana Gaya Batang

No Batang	Panjang (mm)	Beban DL (kN)	Beban LL (kN)	Beban Angin Tiup (kN)	Beban Angin Isap (kN)	1.4 DL	1,2 DL + 1.6 LL	1,2 DL + 1.3 $W_{\text{tiup}} + 0.5$ LL	1.2 DL + 1.3 $W_{\text{isap}} + 0.5$ LL	Gaya Rencana (kN)
1	2600	1,917	0,413	1,416	-1,888	2,684	2,961	4,348	0,052	4,348
2	1575	-2,707	-1	-1,716	2,287	-3,790	-4,848	-5,979	-0,775	5,979
3	1575	-2,553	-1	-1,716	2,287	-3,574	-4,664	-5,794	-0,591	5,794
4	2042,21	-3,066	-0,648	1,719	-2,29	-4,292	-4,716	-1,769	-6,980	6,980
5	2042,21	-0,055	1E-14	1,315	-1,752	-0,077	-0,066	1,644	-2,344	2,344
6	1300	0	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	2042,21	-3,066	-0,648	-2,224	2,966	-4,292	-4,716	-6,894	-0,147	6,894

Dengan gaya tarik maksimum = 4,348 kN

Dengan gaya tekan maksimum = 6,98 kN

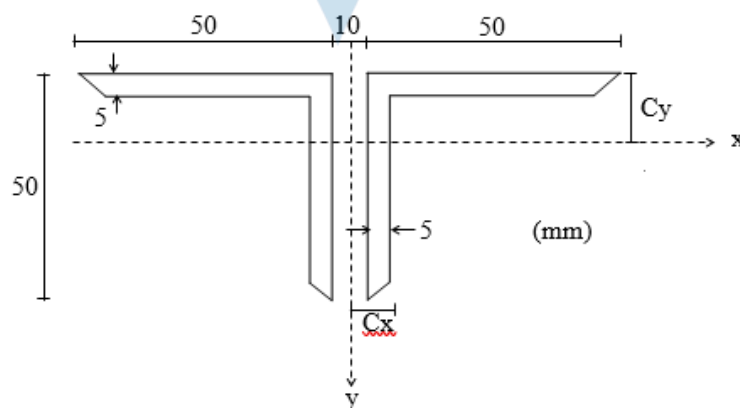
Menggunakan profil batang 2L 50x50x5 dengan  $t_p = 10$  mm

Ketentuan L50  $\rightarrow A = 480 \text{ mm}^2$

$I_x = I_y = 11,1 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$i_x = i_y = 15,2 \text{ mm}$

$C_x = C_y = 14,1 \text{ mm}$



Gambar 2.9 Sketsa Profil Batang 2L 50x50x5 ;  $t_p = 10$  mm

Tahapan dalam merancang elemen kuda-kuda.

1. Properti profil gabungan

$$\begin{aligned} A_g &= 2 \times 480,2 \\ &= 960,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 2 \times I_x \\ &= 2 \times 11,1 \cdot 10^4 \\ &= 22,2 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{yg} &= 2 \cdot I_y + A_g (C_y + 0,5 \cdot t_p)^2 \\ &= 2 \cdot 11,1 \cdot 10^4 + 960,4 (14,1 + 0,5 \cdot 10)^2 \\ &= 572363,524 \text{ mm}^4 \\ &= 57,2363 \times 10^4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$I_{xg} = r_{xg} = \sqrt{\frac{I_{xg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{22,2 \cdot 10^4}{960,4}} = 15,204 \text{ mm}$$

$$I_{yg} = r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_g}} = \sqrt{\frac{57,2363 \cdot 10^4}{960,4}} = 24,412 \text{ mm}$$

$$R_{xg} < r_{yg}$$

$$15,204 \text{ mm} < 24,412 \text{ mm}$$

Maka,  $r_{xg} = r_{\min} = 15,204 \text{ mm}$

Perencanaan elemen tarik profil 2L 50x50x5.

Syarat kelangsingan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{L_k}{r_{\min}} < 300 \\ &= L_k < 15,204 \cdot 300 \\ &= L_k < 4561,122 \text{ mm (Panjang maksimum batang tarik)} \end{aligned}$$

Perencanaan elemen tekan profil 2L 50x50x5.

Syarat kelangsingan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{L_k}{r_{\min}} < 200 \\ &= L_k < 200 \cdot 15,204 \\ &= L_k < 3040,78 \text{ mm (Panjang maksimum batang tekan)} \end{aligned}$$

2. Perencanaan Batang Tarik Dominan

$$L = 2600 \text{ mm}$$

$$P_u = \text{ gaya tarik maksimum} = 4,348 \text{ kN}$$

a. Pemeriksaan leleh tarik pada penampang bruto.

$$\phi P_n = 0,9 \cdot F_y \cdot A_g$$

$$= 0,9 \cdot 240 \cdot \frac{960,4}{1000}$$

$$\phi P_n = 207,446 \text{ kN} > P_u = 4,348 \text{ kN} \quad \underline{\text{AMAN}}$$

b. Pemeriksaan keruntuhan tarik pada penampang netto.

Faktor *shear lag*.

$$U = 0,5 \text{ (telah ditentukan)}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{14,1}{(2-1)50} = 0,718$$

→ Dipilih yang terbesar  $U = 0,718$

$$A_n = A_g - 2 (db+2)t$$

$$= 960,4 - 2(10 + 2) 5 = 820,4 \text{ mm}^2$$

$$A_e = A_n \cdot U$$

$$= 820,4 \cdot 0,718 = 589,047 \text{ mm}^2$$

$$\phi_t P_n = 0,75 \cdot F_{u_{\text{baja}}} \cdot A_e$$

$$= 0,75 \cdot 370 \cdot \frac{589,047}{1000}$$

$$\phi_t P_n = 163,461 \text{ kN} > P_u = 4,348 \text{ kN} \quad \underline{\text{AMAN}}$$

c. Syarat kelangsingan batang tarik.

$$\lambda = \frac{L_k}{r_{\text{min}}} < 300$$

$$= \frac{2600}{15,204} < 300$$

$$= 171,01 < 300 \quad \underline{\text{AMAN}}$$

3. Perencanaan Batang Tekan Dominan

a. Pemeriksaan kelangsingan penampang.

Dimensi dari profil 2L →  $b = 50 \text{ mm}$  ;  $t = 5 \text{ mm}$

L dengan gaya tekan max = 2042,21 mm

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{5} = 10$$

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

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$  non-langsing

b. Pemeriksaan tekuk lentur.

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \cdot 2042,21}{15,204} = 134,323$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,97$$

$$\text{Karena } \frac{KL}{r_x} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Maka digunakan rumus sebagai berikut.

$$F_{cr} = [0,658^{F_y/F_e}]^{F_y}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{(134,323)^2} = 109,491 \text{ mPa}$$

$$F_{cr} = [0,658^{F_y/F_e}]^{F_y} \\ = [0,658^{240/109,491}]^{240} = 95,889 \text{ Mpa}$$

c. Pemeriksaan terhadap tekuk lentur torsi.

$$a = \frac{L}{3} = \frac{2042,21}{3} = 680,737 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{r_1} = \frac{680,737}{15,204} = 44,77 > 40$$

Maka digunakan rumus :

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{k_i \cdot a}{r_i}\right)^2} \\ = \sqrt{(134,323)^2 + [0,5(44,77)]^2} = 136,176$$



$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = 136,176 > 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 135,97$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{(136,176)^2} = 106,532 \text{ MPa}$$

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

$$= \left[0,658^{240/106,532}\right]^{240}$$

$$F_{cry} = 93,429 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \cdot r_o} = \frac{77200 \cdot 3958,333}{960,14 \cdot 1000,877} = 317,904 \text{ MPa}$$

Keterangan :

G = modulus geser baja = 77200 MPa

J =  $\frac{1}{3} (b \times t^3) + [(h-t)t^3]$  (mm<sup>3</sup>)

dimana b, h, t merupakan dimensi profil siku

$$\bar{r}_o = \frac{I_{xg} + I_{yg}}{A_g} + x_o^2 + y_o^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

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

$$= \frac{93,429 + 317,904}{2(0,866)} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(93,429)(317,904)(0,866)}{(93,429 + 317,904)^2}}\right]$$

$$= 88,801 \text{ Mpa (Fcr yang digunakan)}$$

dengan,

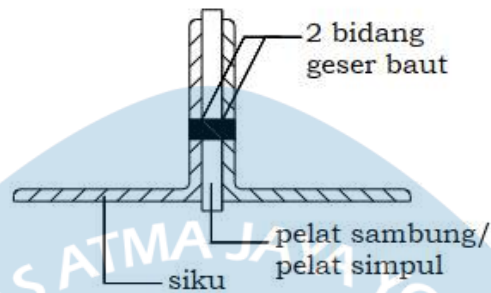
$$H = 1 - \frac{X_o^2 + Y_o^2}{\bar{r}_o} = 1 - \frac{0 + (11,6)^2}{1000,877} = 0,866$$

d. Kekuatan tekan *design*.

$$\begin{aligned} \phi_c P_n &= 0,9 \cdot F_{cr} \cdot A_g \\ &= 0,9 \cdot 88,801 \cdot \frac{960,4}{1000} \\ &= 76,756 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Øc.Pn} &> \text{Gaya Tekan Maksimum} \\ 76,756 \text{ kN} &> 6,980 \text{ kN } \underline{\text{OK}} \end{aligned}$$

### Perencanaan Sambungan Baut



Gambar 2.10 Sketsa Rencana Sambungan Baut

#### 1. Perencanaan baut.

$$\begin{aligned} d_b &= 10 \text{ mm} \\ f_{nv} &= 457 \text{ (tanpa ulir pada bidang geser)} \\ A_b &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (10)^2 = 78,571 \text{ mm}^2 \\ t_p &= 5 \text{ mm} \\ f_{u\text{baja}} &= 370 \text{ MPa} \\ N_u &= 6,980 \times 1000 = 6980,2 \text{ N} \\ N_{u\text{min}} &= 40000 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 2. Kuat tumpu baut.

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 10 \cdot 5 \cdot \frac{370}{1000} = 33,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 3. Kuat geser baut.

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= 0,75 \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot (\text{jumlah bidang geser}) \\ &= 0,75 \cdot 457 \cdot 78,571 \cdot \frac{2}{100} = 53,861 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4. Perhitungan jumlah baut.

$$\text{Jumlah baut} = \frac{40000/1000}{33,3} = 1,201 \text{ buah}$$

Minimal jumlah baut = 2 buah → baut yang digunakan

5. Jarak antar pusat baut.

$$5db = 5 \times 10 = 50 \text{ mm}$$

6. Jarak pusat baut ke tepi.

$$2db = 2 \times 10 = 20 \text{ mm}$$

### 2.5.2 Perancangan Plat Lantai

Pelat merupakan struktur sekunder dalam sebuah perhitungan struktur gedung. Langkah-langkah perhitungan struktur pelat adalah sebagai berikut.

1. Menganalisis struktur pelat
2. Menentukan dimensi pelat
3. Menghitung kebutuhan penulangan pelat
4. Mengontrol jarak spasi tulangan

Perencanaan penulangan pelat lantai memerlukan perhitungan pelat 1 arah dan pelat 2 arah yang berpacuan dengan SNI 2847-2019. Sebelumnya, perlu ditentukan dimensi pelat dan momen-momen tumpuan terlebih dahulu.

1. Untuk pelat 1 arah, perlu diperhatikan luas minimum tegangan lentur yang memiliki syarat sebagai berikut.

Tabel 2.33  $A_s$  min Untuk Pelat Satu Arah Nonprategang

Tipe Tulangan	$f_y$ (MPa)	$A_s$ min	
Batang ulir	$< 420$	$0,0020 A_g$	
Batang ulir atau kawat las	$\geq 420$	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} \cdot A_g$
			$0,0014 A_g$

(SNI 2847-2019 tabel 7.6.1.1)

2. Kontrol jarak spasi tulangan

Berdasarkan ketentuan dari SNI 2847-2019 pasal 7.7.2.3, spasi maksimum s untuk tulangan ulir harus kurang dari  $3h$  dan  $450 \text{ mm}$ .

3. Kontrol spasi antara tulangan susut dan suhu  
Menurut SNI 2847 pasal 7.7.2.4 dan 7.7.6.2.1, spasi tulangan susut dan suhu tidak boleh melebihi lima kali tebal pelat dan 450 mm.
4. Kontrol defleksi akibat beban gravitasi  
SNI 2847-2019 pasal 24.2.1 : “Komponen struktur lentur harus didesain agar memiliki kekakuan yang cukup sehingga dapat membatasi terjadinya defleksi atau deformasi yang dapat berpengaruh negatif pada kekuatan atau kemampuan layan suatu struktur.”

Tabel 2.34 Perhitungan Lendutan Izin Maksimum

Jenis Komponen Struktur	Kondisi		Lendutan Yang Diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar	Tidak memikul atau tidak disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar		Lendutan seketika akibat $L_r$ dan R maksimum	$l/180$
Lantai			Lendutan seketika akibat L	$l/360$
Atap atau lantai	Memikul atau disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural	Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan elemen nonstruktural, yaitu jumlah dari lendutan jangka panjang akibat semua beban tetap dan lendutan seketika akibat penambahan beban hidup	$l/480$
		Tidak akan rusak akibat lendutan yang besar		$l/240$

(SNI 2847-2019 tabel 24.2.2)

Perhitungan tulangan pelat lantai dan pelat atap.

Disertai dengan data sebagai berikut.

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

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal plat (h)} = 140 \text{ mm (pelat lantai)}$$

$$\text{Tebal plat (h)} = 120 \text{ mm (pelat atap)}$$

Contoh perhitungan tulangan pelat.

Data-data yang digunakan,

$$L_x = 2800 \text{ mm}$$

$$L_y = 5750 \text{ mm}$$

$$M_U^- = -7.278 \text{ kNm}$$

$$M_U^+ = 8,317 \text{ kNm}$$

Tebal plat (pembulatan) = 140 mm

Asumsi D10, maka  $A_s = 78,571 \text{ mm}^2$

$$d = 140 - 20 - 10/2 = 115 \text{ mm}$$

Tulangan Tumpuan

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f_c' b d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,28 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 115^2}} \right) \\ &= 0,00169 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 \times 1000 \times 140 = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,00169 \times 1000 \times 115 = 194,026 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$ , Maka dipakai  $A_s \text{ rencana} = A_s \text{ min} = 280 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{78,5714}{280} \times 1000 = 280,61 \text{ mm}$$

Berdasarkan syarat,

a.  $3h = 3 \times 140 = 420 \text{ mm}$

b. 450 mm

Digunakan D10 – 150

Tabel 2.35 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Pelat 1 Arah

Tipe Penulangan	Pelat Lantai		Pelat Atap	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
<b>ds (mm)</b>	115	115	95	95
<b>Mu (kNm)</b>	-7.277	8.317	-3.124	3.571
<b>p perlu</b>	0.00147	0.00169	0.00092	0.00106
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	169.471	194.026	87.668	100.303
<b>As min (mm<sup>2</sup>)</b>	280	280	240	240
<b>S (mm)</b>	280.61	280.61	240.00	327.38
<b>Digunakan</b>	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 200	D10 - 200

Tabel 2.36 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Pelat Lantai 2 Arah

Tipe Penulangan	Arah Memanjang		Arah Memendek	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
ds (mm)	115	115	115	115
Mu (kNm)	10.201	5.493	19.071	10.269
p perlu	0.00208	0.00111	0.00394	0.00209
As (mm <sup>2</sup> )	238.744	127.521	453.436	240.367
As min (mm <sup>2</sup> )	280	280	280	280
S (mm)	280.61	280.61	173.28	280.61
Digunakan	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 150

Tabel 2.37 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Pelat Atap 2 Arah

Tipe Penulangan	Arah Memanjang		Arah Memendek	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
ds (mm)	95	95	95	95
Mu (kNm)	4.379	2.358	8.187	4.408
p perlu	0.00130	0.00070	0.00245	0.00131
As (mm <sup>2</sup> )	123.267	66.043	232.684	124.099
As min (mm <sup>2</sup> )	240	240	240	240
S (mm)	327.38	327.38	337.67	327.38
Digunakan	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200	D10 - 200

Tulangan pelat lantai tipikal direncanakan menggunakan tulangan D10-150 dan tulangan pelat atap direncanakan menggunakan tulangan D10-200.

### 2.5.3 Perancangan Tangga

Sebelum merencanakan penulangan pelat, perlu menghitung gaya-gaya rencana yang meliputi momen dan gaya geser. Setelah itu, dilakukan perencanaan penulangan tangga. Untuk perhitungan momen dan gaya geser diperlukan bantuan *software* SAP2000 untuk menganalisis beban yang terjadi pada tangga lalu dilakukan perhitungan kombinasi sebagai berikut:

1.  $M_u = 1,4 M_{DL}$
2.  $M_u = 1,2 M_{DL} + 1,6 M_{LL}$

Dari kedua kombinasi tersebut dipilih kombinasi terbesar ( $M_{ur}$ ).

1.  $V_u = 1,4 V_{DL}$
2.  $V_u = 1,2 V_{DL} + 1,6 V_{LL}$

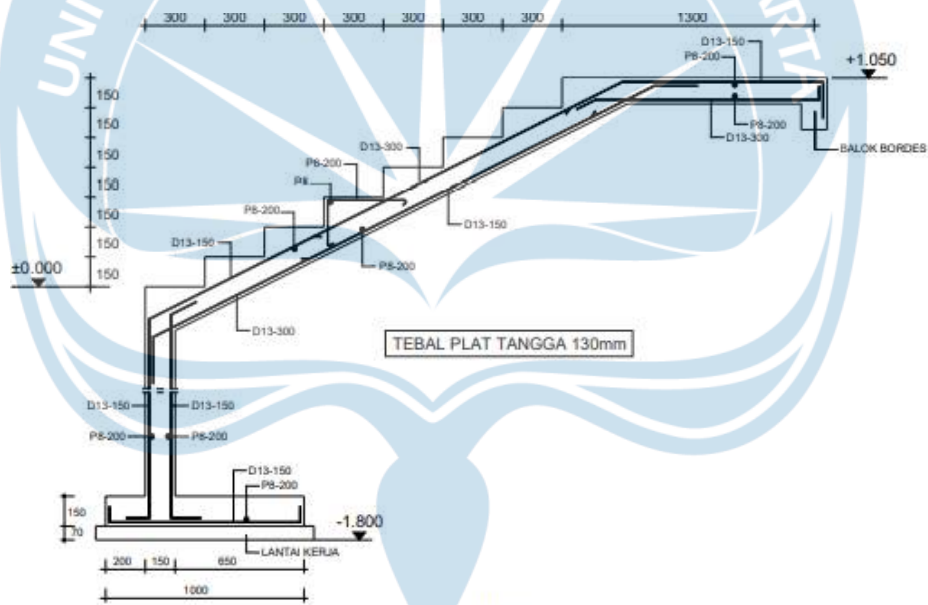
Dari kedua kombinasi tersebut dipilih kombinasi terbesar ( $V_{ur}$ ).

Lalu, dilakukan perhitungan momen-momen yang terjadi pada pelat.

1.  $R_n = \frac{Mn}{b \times d^2}$
2.  $\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$
3.  $\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{f_y}} \right)$
4.  $\rho \text{ balance} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$
5.  $\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho \text{ balance}$

Dengan syarat  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$ , jika  $\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min}$  maka dimensi pelat harus diubah.

Dari perhitungan-perhitungan di atas dapat ditentukan dimensi akhir pelat tangga dan kebutuhan total penulangan tangga beserta dengan spasi atau jarak antar tulangan yang dibutuhkan.



Gambar 2.11 Contoh Gambar Penulangan Tangga

(Sumber: Modul Praktik Perancangan Bangunan Gedung, 2021)

a. Rencana Penulangan Tangga

1) Rencana penulangan tangga tumpuan

$$M_{UX} = 0,5 M_{UR} = 0,5 (42,76) = 21,38 \text{ kNm}$$

Direncanakan,

$$\text{Tulangan pokok : D13} \rightarrow A_s = 132,79 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan susut : P8} \rightarrow A_s = 50,29 \text{ mm}^2$$

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

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

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$b \text{ plat} = 1000 \text{ mm} ; h_{ig} = 140 \text{ mm}$$

$$\text{selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$d_s = 140 - 20 - (1^3/2) = 113,5 \text{ mm}$$

$$k = \frac{M_{ux}}{\phi b \cdot d_s^2} = \frac{21,38 \cdot 10^6}{0,9(1000)(113,5)^2} = 1,844$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f'_c}} \right)$$
$$= \frac{0,85 \cdot 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,844}{0,85 \cdot 30}} \right)$$

$$= 4,56 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 3,33 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \left( \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$
$$= 0,75 \left( \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{420} \right) \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$$
$$= 0,0228 = 22,8 \times 10^{-3}$$

Jadi,  $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d_s$$
$$= 4,56 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 113,5$$
$$= 517,84 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_{\text{tulangan}} \cdot b}{A_s} = \frac{132,79 \cdot 1000}{517,84}$$



$$=256,42 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan utama D13-250

Cek gaya geser.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d_s = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 113,5 \cdot 10^{-3} = 103,61 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot V_c = 0,75 \cdot 103,61 = 77,71 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 77,71 \text{ kN} > V_U = 38,88 \text{ kN} \quad \textbf{AMAN}$$

2) Tulangan susut

$$A_{smin} = 0,002 \cdot (1000) \cdot (140) = 280 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{50,29 \cdot 1000}{280} = 179,59 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut Ø8-150

3) Rencana penulangan tangga lapangan

$$M_{UX} = 0,8 M_{UR} = 0,8 \cdot (42,76) = 34,21 \text{ kNm}$$

$$k = \frac{M_{ux}}{\phi b \cdot d_s^2} = \frac{34,21 \cdot 10^6}{0,9(1000)(113,5)^2} = 2,95$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \cdot 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,95}{0,85 \cdot 30}} \right) = 7,49 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{max} = 22,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{min} = 3,33 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$$

$$A_{smin} = 0,002 \cdot (1000) \cdot (140) = 280 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d_s$$

$$= 7,49 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 \cdot 113,5 = 849,81 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{132,79 \cdot 1000}{849,81} = 156,25 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lapangan D13-125

b. Perencanaan Balok Bordes

Dimensi balok bordes direncanakan sebagai berikut.

$$b = 200 \text{ mm} = 0,2 \text{ m}$$

$$h = 350 \text{ mm} = 0,35 \text{ m}$$

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

$$d_s = 40 + 8 + \frac{13}{2} = 54,5 \text{ mm}$$

$$d = 350 - 54,5 = 295,5 \text{ mm}$$

1) Rencana balok tumpuan

$$W_U (\text{kombinasi}) = 1,2.(21,68) + 1,6.(11,34)$$

$$= 44,15 \text{ kN/m'}$$

$$M_U = \frac{1}{12} \cdot 44,15 \cdot 3,4^2 = 42,54 \text{ kNm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(30 - 28)}{7} = 0,836$$

$$k = \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot d_s^2} = \frac{42,54 \cdot 10^6}{0,9(200)(295,5)^2} = 2,707$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (2,707)}{0,85 \cdot (30)}} \right) = 6,83 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{max}} = \left( \frac{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}{0,007} \right) \rho_b$$

$$= \left( \frac{0,003 + \frac{420}{200000}}{0,007} \right) \times \left( \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{420} \right) \left( \frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 21,7 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{min}} = 3,33 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$$

$$A_s \text{ min} = 0,002 \cdot (200) \cdot (350) = 140 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{403,49}{\frac{1}{4} \pi (13)^2} = 3,04 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan tumpuan 4Ø13

2) Rencana balok lapangan

$$M_{ui} = \frac{1}{24} \cdot (44,15) \cdot (3,4)^2 = 21,27 \text{ kNm}$$

$$k = \frac{21,27 \cdot 10^6}{0,9(200)(295,5)^2} = 1,353$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (1,353)}{0,85 \cdot (30)}} \right) = 3,31 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{max}} = 21,7 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,002 \cdot (200) \cdot (350) = 140 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 3,31 \cdot 10^{-3} \cdot (200) \cdot (295,5) = 195,74 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{195,74}{\frac{1}{4} \pi (13)^2} = 1,474 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lapangan 2Ø13

3) Rencana penulangan sengkang

a) Tumpuan

$$d_s = 54,5 \text{ mm}$$

$$d = 295,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d_s \\ = 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot (295,5) \cdot (54,5) = 55,03 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot (55,03) = 41,27 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot (44,15) \cdot (3,4) = 75,06 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{75,06}{0,75} - 55,03 = 45,05 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ max}} = 0,66 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d_s \\ = 0,66 \cdot \sqrt{30} \cdot 200 \cdot 295,5 \\ = 213,65 \text{ kN}$$

$V_{s \text{ max}} > V_s$  **OK**

$$A_u = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 100,57 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_u \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = \frac{100,57 \cdot 280 \cdot 295,5}{45,05 \cdot 1000} = 184,7 \text{ mm}$$

$$\text{Cek} \rightarrow \text{Spasi max} = \frac{295,5}{2} = 147,5 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan sengkang tumpuan 2Ø8-125

b) Lapangan

$$V_U \text{ lapangan} = 37,53 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ lapangan} = \left( \frac{37,53}{0,75} \right) - 53,03 = -4,99 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ max lapangan} = 0,66 \cdot \sqrt{30} \cdot 200 \cdot \frac{295,5}{1000}$$

$$= 213,64 \text{ kN}$$

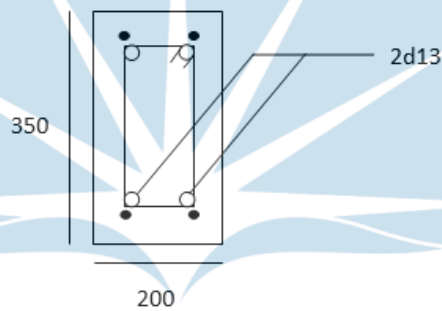
$$V_s \text{ max} > V_s$$

**OK**

$$A_u = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 8^2 = 100,57 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spasi max} = \frac{295,5}{2} = 147,5 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan sengkang lapangan 2Ø8-125



Gambar 2.12 Potongan Tulangan Lapangan

c. Perencanaan Fondasi Tangga

$$d = 1,5 \text{ m} \quad ; \quad h_{\text{fondasi}} = 0,15 \text{ m}$$

$$B \text{ (asumsi)} = 1,8 \text{ m} \quad ; \quad b_{\text{tangga}} = 0,15 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 16,97 \text{ kN/m}^3 \quad ; \quad \text{selimut beton} = 0,05 \text{ m}$$

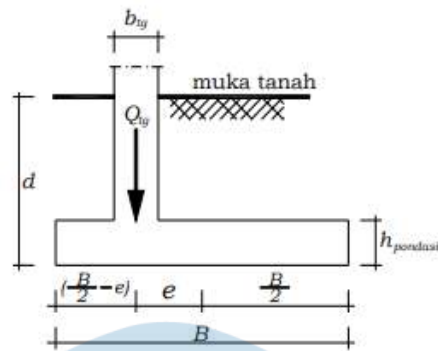
$$\text{Daya dukung tanah} = 138,24 \text{ kN/m}^2$$

$$\bar{v} \text{ netto} = 138,24 - (1,5 - 0,15) \cdot 16,97 - (0,15 \cdot 24)$$

$$= 111,73 \text{ kN/m}^2$$

$$e = \frac{21,38}{86,99} = 0,24 \text{ m}$$

$$\text{Tegangan } (\sigma) \text{ max} = \frac{38,46}{1,8} = 21,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < \bar{v} \text{ netto } \mathbf{OK}$$



1) Rencana penulangan fondasi tangga

$$M_u = \frac{1}{2}(28,43) \cdot \left( \frac{1,8}{2} + 0,56 - \frac{0,15}{2} \right)^2 = 27,11 \text{ kN}$$

$$V_u = \left( \frac{28,43}{2} \right) \left( \frac{1,8}{2} + 0,156 - \frac{0,15}{2} \right) = 19,63 \text{ kN}$$

Rencana menggunakan D-13

$$d = 0,15 \cdot 1000 - 0,05 \cdot 1000 - \frac{13}{2} = 93,5 \text{ mm}$$

$$k = \frac{21,11 \cdot 10^6}{0,9(200)(93,5)^2} = 3,446$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (3,446)}{0,85 \cdot (30)}} \right) = 8,85 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,0228$$

$$A_s \text{ min} = 0,0018 \cdot (1000) \cdot (0,0015) = 270 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 8,85 \cdot 10^{-3} \cdot (93,5) \cdot (1000) = 827,26 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{1}{4} A \cdot (13)^2 \cdot \frac{1000}{827,26} = 160,51 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan fondasi tangga utama  $\varnothing 13-150$

Cek geser.

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{30} \cdot (1000) \cdot \left( \frac{93,5}{1000} \right) = 87,06 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_c = 0,75 \cdot (87,06) = 65,3 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_c > V_u \quad \underline{\underline{\text{AMAN}}}$$

2) Perhitungan tulangan susut

$$A_s \text{ min} = (0,0018) \cdot (1000) \cdot (0,15) \cdot 1000 = 270 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{1}{4} \pi \cdot (8)^2 \cdot \frac{1000}{270} = 186,24 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut Ø8-150

## **2.6 Pemodelan dan Analisis Struktur**

### **2.6.1 Alur Pemodelan Struktur dan Analisis Struktur**

Berikut alur pemodelan dan analisis struktur Pondok Pesantren Assalafiyah.

1. Menghitung pembebanan struktur, yaitu beban gravitasi (hidup dan mati) berdasarkan SNI 1727:2019 dan beban gempa yang mengacu pada SNI 1726:2019.
2. Memodelkan struktur pada ETABS V18.1.1 dan memasukan semua jenis beban dan kombinasi pembebanan.
3. Menganalisis dan mengontrol struktur yang telah dimodelkan pada ETABS V18.1.1 yang disesuaikan pada persyaratan yang terdapat pada SNI 1726:2019.
4. Mengambil gaya dalam struktur berupa momen, gaya geser, dan gaya aksial.

### **2.6.2 Pembebanan Struktur**

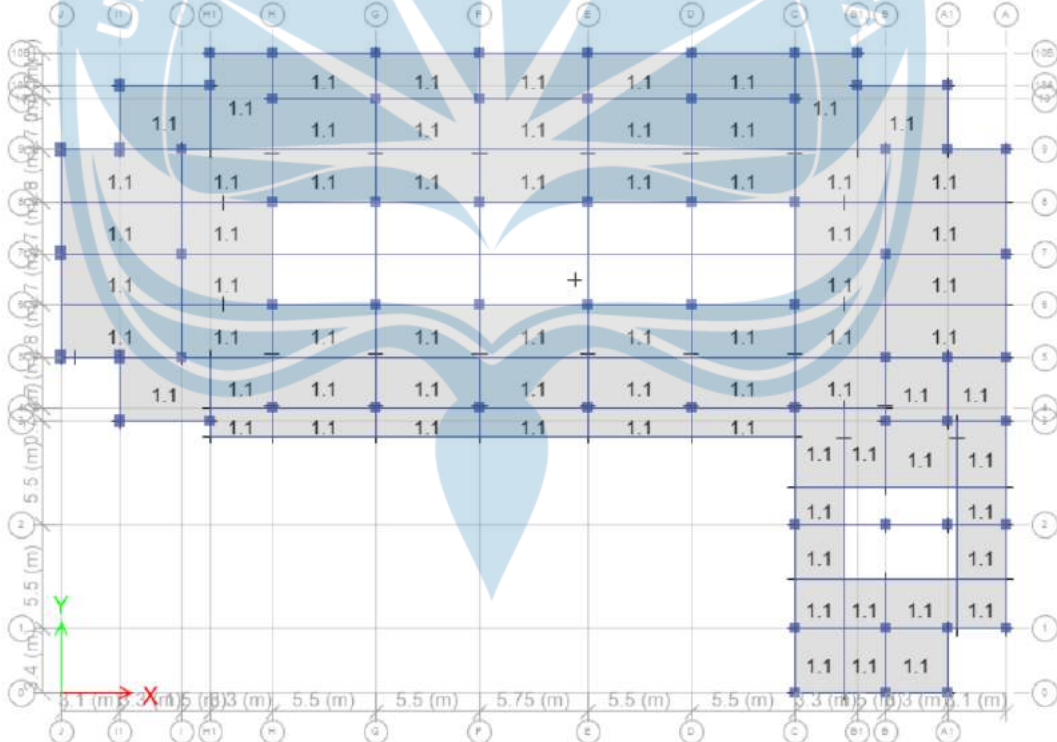
Pembebanan struktur yang diinput pada model ETABS adalah sebagai berikut.

1. Beban Mati

Beban mati yang diinput meliputi beban mati tambahan pada pelat lantai dan beban merata pada balok akibat dinding.



Gambar 2.13 Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai Tipikal



Gambar 2.14 Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap

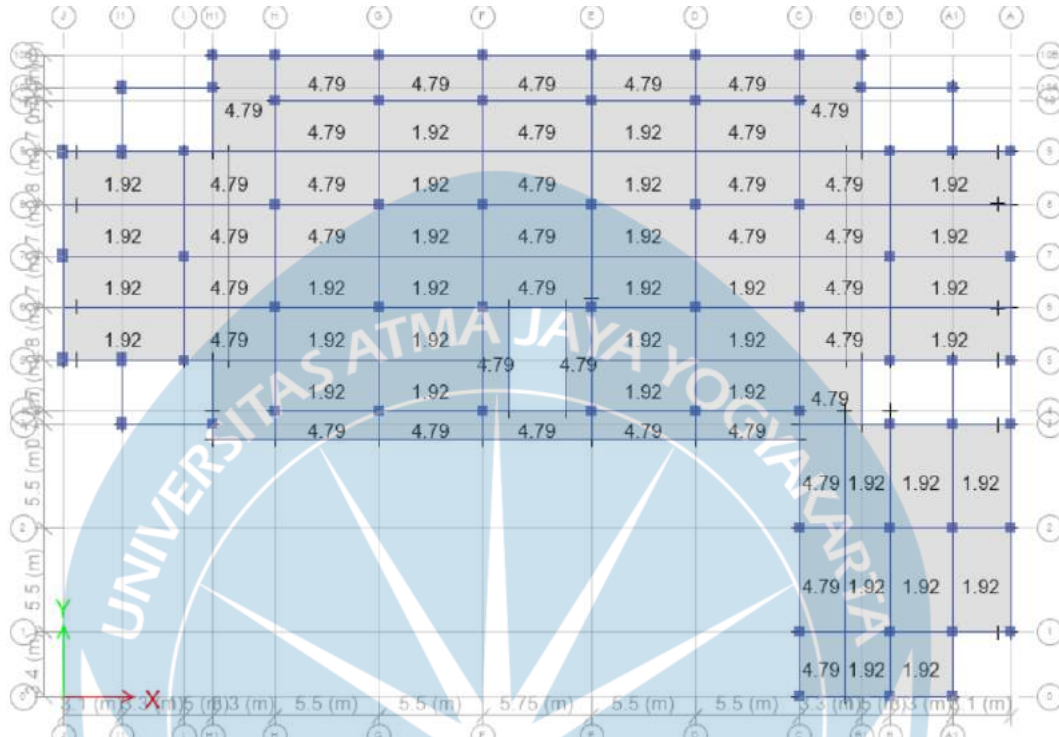




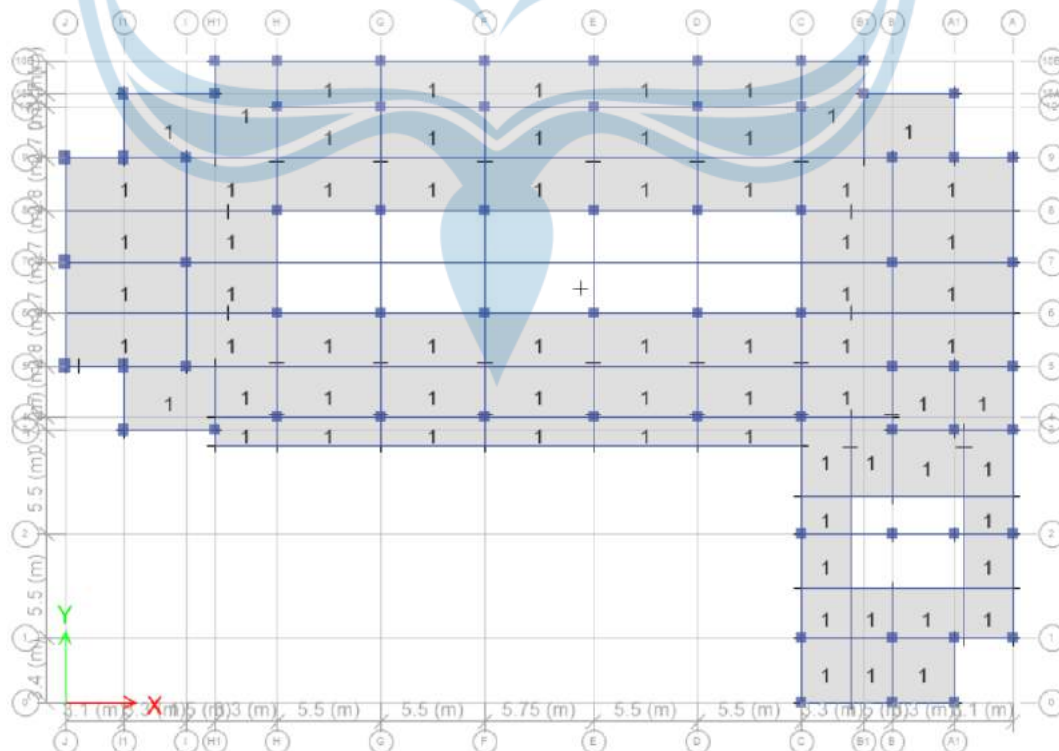


2. Beban Hidup

Beban hidup yang diinput merupakan beban hidup pada pelat lantai dan pelat atap seperti pada gambar dibawah ini.



Gambar 2.17 Beban Hidup pada Pelat Lantai Tipikal



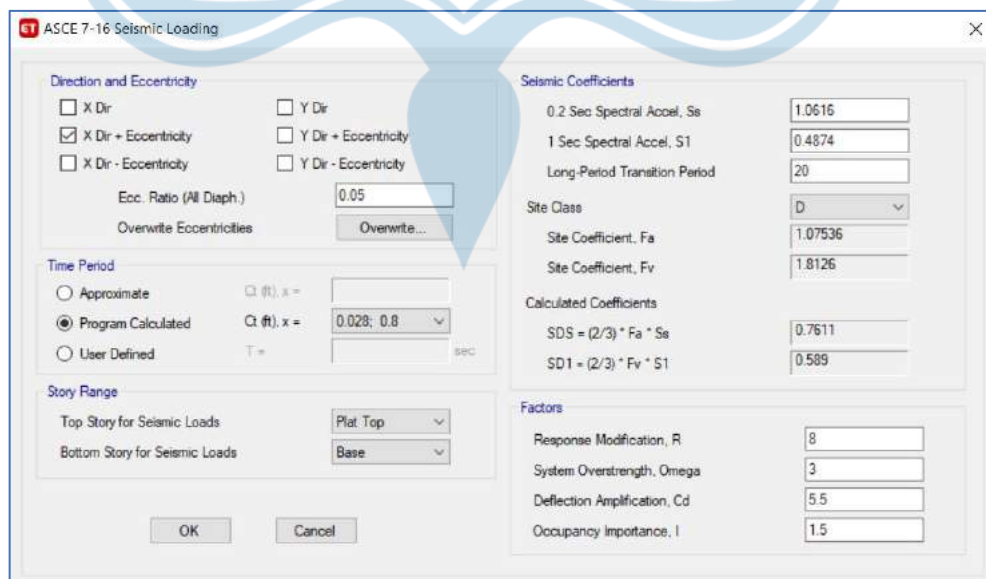
Gambar 2.18 Beban Hidup pada Pelat Lantai Atap



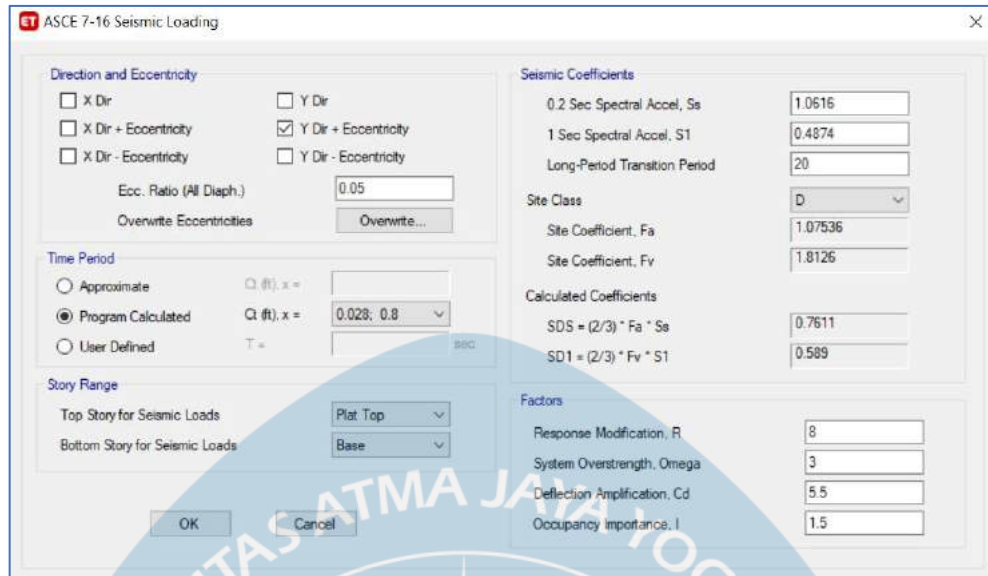
Gambar 2.19 Beban Hidup pada Pelat Lantai Top

### 3. Beban Gempa

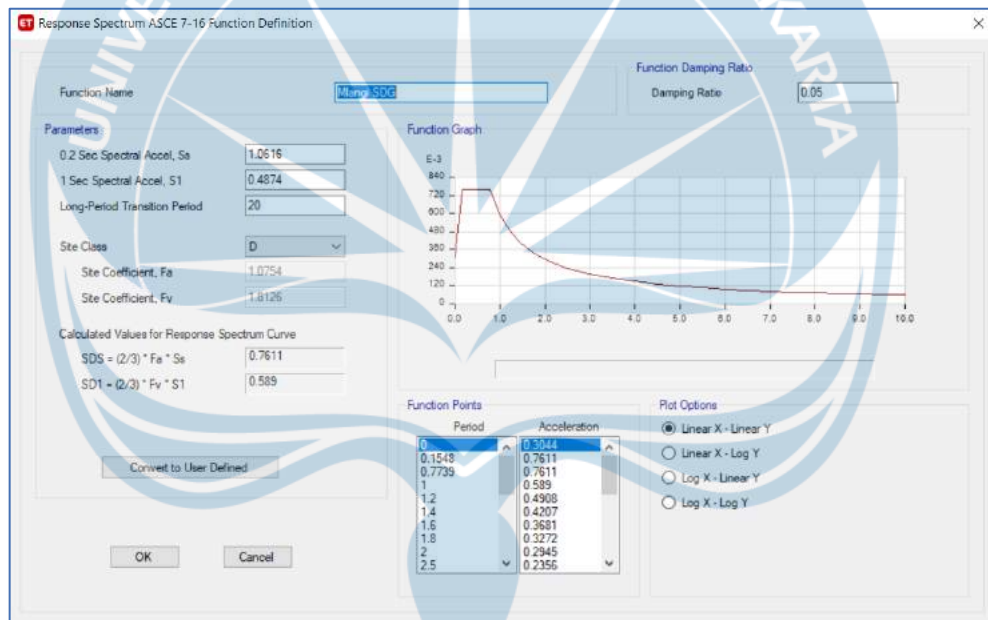
Beban gempa yang diinput pada ETABS meliputi beban gempa statik dan beban gempa dinamik untuk arah X dan Y seperti pada gambar dibawah ini.



Gambar 2.20 Input Beban Gempa Statik Arah X



Gambar 2.21 Input Beban Gempa Statik Arah Y



Gambar 2.22 Input Beban Gempa Dinamik

### 2.6.3 Kontrol Desain

Setelah memodelkan dan input beban pada ETABS dilanjutkan dengan mengontrol desain sesuai dengan peraturan yang ada. Berikut beberapa hal yang perlu dikontrol pada model yang telah dimodelkan.

#### 4. Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2019 rasio partisipasi massa harus 100% untuk arah X dan Y. Rasio partisipasi massa dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.38 Rasio Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	SumUX	SumUY
Modal	1	0.614	0.0121	0.8296
Modal	2	0.596	0.8704	0.8466
Modal	3	0.533	0.884	0.8759
Modal	4	0.269	0.8883	0.9002
Modal	5	0.253	0.9098	0.9274
Modal	6	0.242	0.9413	0.9341
Modal	7	0.165	0.9418	0.979
Modal	8	0.16	0.9839	0.9808
Modal	9	0.154	0.987	0.9857
Modal	10	0.1	0.9925	0.993
Modal	11	0.1	0.9999	0.9989
Modal	12	0.085	1	1

5. Kontrol Ketidakberaturan Struktur

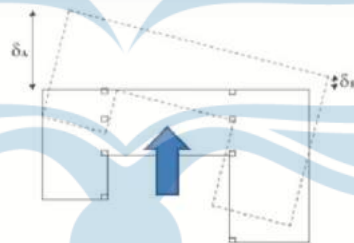
Struktur yang dimodelkan perlu diperiksa terhadap ketidakberaturan, pada SNI 1726:2019, ketidakberaturan struktur dibedakan menjadi 2 jenis.

a. Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal dibedakan menjadi 5 tipe.

1) Ketidakberaturan torsi (1a dan 1b)

Periksa ketidakberaturan torsi menggunakan rumus dibawah ini.



$$\text{Ketidakberaturan torsi 1a : } \max(\delta_A, \delta_B) > 1,2 \left( \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)$$

$$\text{Ketidakberaturan torsi 1b : } \max(\delta_A, \delta_B) > 1,4 \left( \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)$$

Pemeriksaan ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b dilakukan pada masing-masing arah X dan arah Y. Pemeriksaan ketidakberaturan torsi ditunjukkan seperti pada tabel dibawah ini.

Ketidakberaturan torsi tipe 1a arah X

Tabel 2.39 Pemeriksaan Ketidakberaturan horizontal Tipe 1a arah X

Tingkat	Drift ujung atas (m)	Drift ujung bawah (m)	Drift maks (m)	Drift rata-rata (m)	Drift maks/(Drift rata-rata)	Check
Atap	0.001224	0.001017	0.001224	0.001121	1.092	< 1.2
Lantai 3	0.001710	0.001435	0.001710	0.001573	1.087	< 1.2
Lantai 2	0.002015	0.001770	0.002015	0.001893	1.065	< 1.2

Ketidakberaturan torsi tipe 1a arah Y

Tabel 2.40 Pemeriksaan Ketidakberaturan horizontal Tipe 1a arah Y

Tingkat	Drift ujung atas (m)	Drift ujung bawah (m)	Drift maks (m)	Drift rata-rata (m)	Drift maks/(Drift rata-rata)	Check
Atap	0.001806	0.001282	0.001806	0.001544	1.170	< 1.2
Lantai 3	0.001197	0.000934	0.001197	0.001066	1.123	< 1.2
Lantai 2	0.001727	0.001404	0.001727	0.001566	1.103	< 1.2

Ketidakberaturan torsi tipe 1b arah X

Tabel 2.41 Pemeriksaan Ketidakberaturan horizontal Tipe 1b arah X

Tingkat	Drift ujung atas (m)	Drift ujung bawah (m)	Drift maks (m)	Drift rata-rata (m)	Drift maks/(Drift rata-rata)	Check
Atap	0.001224	0.001017	0.001224	0.001121	1.092	< 1.4
Lantai 3	0.001710	0.001435	0.001710	0.001573	1.087	< 1.4
Lantai 2	0.002015	0.001770	0.002015	0.001893	1.065	< 1.4

Ketidakberaturan torsi tipe 1b arah Y

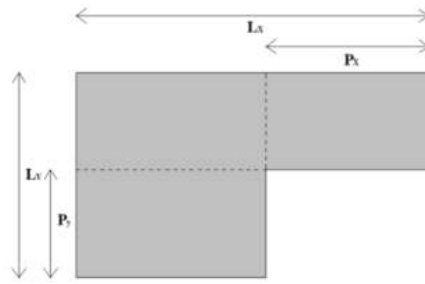
Tabel 2.42 Pemeriksaan Ketidakberaturan horizontal Tipe 1b arah Y

Tingkat	Drift ujung atas (m)	Drift ujung bawah (m)	Drift maks (m)	Drift rata-rata (m)	Drift maks/(Drift rata-rata)	Check
Atap	0.001806	0.001282	0.001806	0.001544	1.170	< 1.4
Lantai 3	0.001197	0.000934	0.001197	0.001066	1.123	< 1.4
Lantai 2	0.001727	0.001404	0.001727	0.001566	1.103	< 1.4

Berdasarkan rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b untuk masing-masing arah X dan Y diketahui bahwa gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I tidak mengalami ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b.

2) Ketidakberaturan sudut dalam (2)

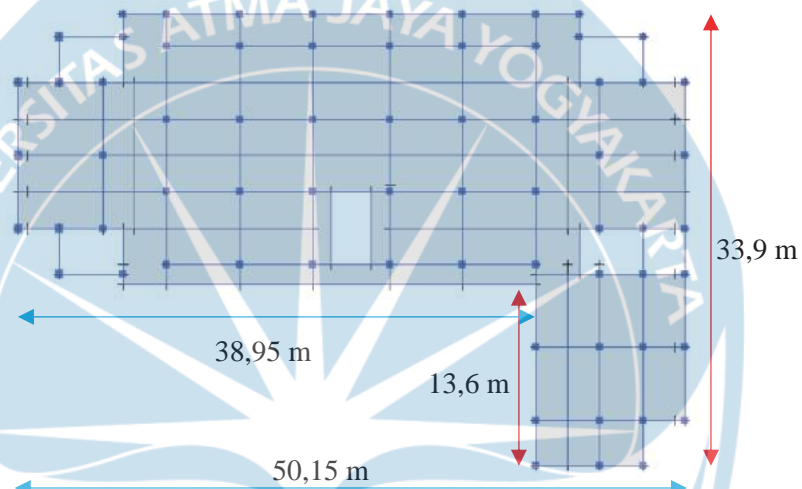
Ketidakberaturan sudut dalam terjadi jika dimensi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.



Ketidakteraturan sudut dalam terjadi jika,

$$P_x > 15\%L_x, \text{ atau}$$

$$P_y > 15\%L_y$$



Gambar 2.23 Pemeriksaan Ketidakteraturan Sudut Dalam

Pemeriksaan keetidakteraturan sudut dalam.

a) Ketidakteraturan sudut dalam arah X

$$P_x < 15\% L_x$$

$$38,95 \text{ m} > 15\%(50,15 \text{ m})$$

$$38,95 \text{ m} > 7,52 \text{ m} \text{ (Termasuk ketidakteraturan sudut dalam)}$$

b) Ketidakteraturan sudut dalam arah Y

$$P_y < 15\% L_y$$

$$13,6 \text{ m} > 15\%(33,9 \text{ m})$$

$$13,6 \text{ m} > 5,09 \text{ m} \text{ (Termasuk ketidakteraturan sudut dalam)}$$

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I termasuk dalam ketidakteraturan horizontal tipe 2.



3) Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (3)

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma terjadi jika ada suatu diafragma yang memiliki daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang tertutup.

Berikut rekapitulasi pemeriksaan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma atau ketidakberaturan horizontal tipe 3.

Tabel 2.43 Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

Jenis	A bruto	A Void	50% A bruto	Status
Atap	1139.86	231.09	569.93	Regular
Lantai	1139.86	115.42	569.93	Regular

Berdasarkan rekapitulasi perhitungan di atas, gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I tidak mengalami ketidakberaturan diskontinuitas diafragma.

4) Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang (4)

Gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I tidak mengalami ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang atau ketidakberaturan horizontal tipe 4.

5) Ketidakberaturan sistem nonparalel (5)

Gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I tidak mengalami ketidakberaturan sistem nonparalel atau ketidakberaturan horizontal tipe 5.

b. Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal dibedakan menjadi 5 tipe.

1) Ketidakberaturan tingkat lunak (1a dan 1b)

Ketidakberaturan tingkat lunak (1a) terjadi jika kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 70% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Digunakan rumus dibawah.

$$K_i < 70\%K_{i+1}$$

$$K_i < 80\% \text{ rata - rata 3 tingkat}$$

Ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan (1b) terjadi jika kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 60% kekakuan tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Digunakan rumus dibawah.

$$K_i < 60\%K_{i+1}$$

$$K_i < 70\% \text{ rata - rata 3 tingkat}$$

Pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lunak (1a) dan tingkat lunak berlebihan (1b) ditunjukkan pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.44 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b

Lantai	Z	Ux	Δi	K	Cek		Cek	
	(mm)	mm	(mm)	(kN/mm)	70%Ki+1	Status	80%(Avg Ki+3)	Status
Atap	12000	19.737	4.851	0.001213	0	Regular	0	Regular
Lantai 3	8000	14.886	6.827	0.001707	0.000848925	Regular	0.0009702	Regular
Lantai 2	4000	8.059	28.537	0.007134	0.001194725	Regular	0.0011678	Regular
Lantai 1	0	0	0					

Berdasarkan perhitungan diatas, gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I tidak mengalami ketidakberaturan struktur tingkat lunak (1a) dan tingkat lunak berlebihan (1b).

2) Ketidakberaturan berat/massa (2)

Ketidakberaturan berat (massa) terjadi jika massa efektif disembarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya.

Tabel 2.45 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

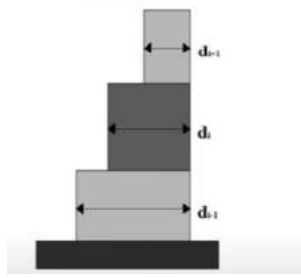
Story	Wi (kN)	150% Wi+1 (kN)	Status
Atap	5721.939	0	
Lantai 3	15376.629	8582.908	Irregular
Lantai 2	15376.629	23064.943	Regular

Berdasarkan tabel diatas, diketahui bahwa gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I mengalami ketidakberaturan massa atau ketidakberaturan vertikal tipe 2.

3) Ketidakberaturan geometri vertikal (3)

Ketidakberaturan geometri vertikal terjadi jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sembarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.





Ketidakberaturan geometri vertikal,

$$D_i > 130\% d_{i+1} \text{ atau}$$

$$D_i > 130\% d_{i+1}$$

Pemeriksaan ketidakberaturan geometri vertikal dilakukan pada portal arah X dan Y. Perhitungan ketidakberaturan geometri vertikal ditunjukkan pada tabel dibawah ini.

Ketidakberaturan geometri vertikal portal arah X

Tabel 2.46 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Arah X

Story	di (m)	130% di+1	Status
Atap	50.15	0	Regular
Lantai 3	50.15	65.195	Regular
Lantai 2	50.15	65.195	Regular

Ketidakberaturan geometri vertikal portal arah Y

Tabel 2.47 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3 Arah Y

Story	di (m)	130% di+1	Status
Atap	33.9	0	Regular
Lantai 3	33.9	44.07	Regular
Lantai 2	33.9	44.07	Regular

- 4) Ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral (4)

Gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I tidak mengalami ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral atau ketidakberaturan vertikal tipe 4.

- 5) Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5a dan 5b)

Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5a) terjadi jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Dengan rumus dibawah.

$$V_{ni} < 80\%V_{ni+1}$$

Ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5a) terjadi jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Dengan rumus dibawah.

$$V_{ni} < 60\%V_{ni+1}$$

Perhitungan pemeriksaan ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat (5a dan 5b) ditunjukkan pada tabel dibawah.

Tabel 2.48 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 5

Story	W (kN)	h (m)	k	W.h <sup>k</sup>	Cv	Vx	Vi/Vi+1	Status
Top	1529.8932	15.15	1.1266	32697.46	0.090798148	0.0907981	0	
Atap	5721.9386	12	1.1266	94047.83	0.261163084	0.3519612	3.876304088	<b>Regular</b>
Lantai 3	15376.6286	8	1.1266	160059.8	0.444472922	0.7964342	2.262846248	<b>Regular</b>
Lantai 2	15376.6286	4	1.1266	73306.4	0.203565846	1	1.25559658	<b>Regular</b>
Total	38005.089			360111.5	1			

### 3. Kontrol Akhir Base Reaction

Pada perhitungan manual yang telah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur bangunan sebesar 39.942,609 kN dan berat total struktur bangunan yang dikalkulasi oleh ETABS sebesar 40.011,905 kN. Selisih perhitungan beban antara perhitungan manual dan ETABS sebesar 0,17% sehingga perhitungan manual dapat digunakan dalam menghitung gaya geser dasar.

Pada SNI 1726:2019 menyatakan gaya geser dasar respon spektrum harus 100% gaya geser dasar statik ekuivalen. Maka dari itu, gaya geser dasar respon spektrum perlu di kontrol terhadap gaya geser dasar statik ekuivalen.

Perhitungan gaya geser dasar statik ekuivalen.

$$V_{\text{statik}} = C_s W$$

$$V_{\text{statik}} = 0,1425 \times 39.942,609 = 5691,822 \text{ kN}$$

Pada analisis ETABS didapatkan gaya geser dasar respon spektrum

Tabel 2.49 Gaya Geser Dasar Respon Spektrum

Respon Spektrum	Gaya Geser Dasar (kN)
Rs X	5015.6571
Rs Y	4906.5145

Kontrol terhadap arah X dan Y,

- a. Untuk gempa arah X

$$V_{dinamik} = 100\% V_{statik}$$

$$5015,6571 \text{ kN} < 5691,822 \text{ kN (Not OK)}$$

- b. Untuk gempa arah Y

$$V_{dinamik} = 100\% V_{statik}$$

$$4906,5145 \text{ kN} < 5691,822 \text{ kN (Not OK)}$$

Dari hasil kontrol, gempa dinamik arah X dan Y belum memenuhi syarat nilai akhir geser dasar. SNI 1726:2019 menjelaskan jika gaya geser dasar dinamik kurang dari 100% gaya geser dasar statik, maka harus diperbesar dengan faktor skala arah X dan Y sebagai berikut.

- a. Gempa arah X

$$\text{Faktor skala} = \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} = \frac{5691,822}{5015,6571} = 1,135$$

$$U_1 = g \left( \frac{I_e}{R} \right) 1,135 = 9,81 \left( \frac{1}{8} \right) 1,135 = 2086,63$$

- b. Gempa arah Y

$$\text{Faktor skala} = \frac{V_{statik}}{V_{dinamik}} = \frac{5691,822}{4906,5145} = 1,16$$

$$U_2 = g \left( \frac{I_e}{R} \right) 1,16 = 9,81 \left( \frac{1}{8} \right) 1,16 = 2133,05$$

Setelah faktor skala didapatkan, maka nilai U1 dan U2 dimasukkan ke dalam ETABS dan dianalisis ulang hingga didapatkan gaya seperti tabel dibawah ini.

Tabel 2.50 Gaya Geser Dasar Gempa Statik dan Dinamik

Beban Gempa	Gaya Geser Dasar (kN)
Statik X	5691,822
Statik Y	5691,822
Dinamik X	5691,822
Dinamik Y	5691,822

c. Kontrol Batas Simpangan Antarlantai

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.6 untuk memeriksa persyaratan simpangan antarlantai digunakan rumus dibawah ini.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Dengan,

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lokasi lantai yang ditinjau akibat gaya gempa lateral

$I_e$  = faktor keutamaan struktur

Hasil simpangan antarlantai yang dihitung menggunakan rumus diatas diperiksa terhadap simpangan antarlantai izin seperti yang tertera pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.51 Simpangan Antar Tingkat Izin

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0,025 $h_{sx}$ <sup>c</sup>	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$
Semua struktur lainnya	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$

Berikut adalah rekapitulasi pemeriksaan simpangan antarlantai gedung Pondok Pesantren Assalafiyah I.

Simpangan antarlantai arah X

Tabel 2.52 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai Arah X

Arah X	Lantai	h (m)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta_x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	Cek
	Atap	4	19.737	72.369	17.787	40	OK
	3	4	14.886	54.582	25.032	40	OK
	2	4	8.059	29.549	29.549	40	OK

Simpangan antarlantai arah Y

Tabel 2.53 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai Arah Y

Arah Y	Lantai	h (m)	$\delta x_e$ (mm)	$\delta x$ (mm)	$\Delta$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	Cek
	Atap	4	24.893	91.274	23.929	40	OK
	3	4	18.367	67.346	31.625	40	OK
	2	4	9.742	35.721	35.721	40	OK

#### 2.6.4 Gaya Dalam Struktur

Setelah pemodelan dan analisis struktur dilakukan, dilanjutkan dengan mengambil gaya dalam komponen struktur yang meliputi balok, kolom, dan fondasi. Berikut adalah rekapitulasi gaya dalam komponen struktur.

##### 1. Gaya dalam balok

Ouput gaya dalam balok yang digunakan dalam perancangan dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.54 Gaya Dalam Balok

Tipe Balok	Sloof	B1	B2	B3	B4	B5	B6	BR
Mu+ tumpuan (kNm)	229.06	130.87	195.56	249.08	260.47	91.90		95.55
Mu- tumpuan (kNm)	-228.96	-251.69	-293.69	-264.19	-284.67	-254.58	-114.77	-101.61
Mu+ lapangan (kNm)	124.64	107.84	131.70	249.08	189.96	109.90	39.57	61.65
Vu (kN)	190.41	204.01	260.19	268.96	172.59	267.56	125.84	93.08
Geser gravitasi (VG) tumpuan (kN)	11.83	156.51	182.95	91.85	48.28	158.70		85.38
Geser gravitasi (VG) lapangan (kN)	11.83	132.65	150.34	48.28	38.97	116.60		69.26

##### 2. Gaya dalam kolom

Ouput gaya dalam kolom yang digunakan dalam perancangan dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

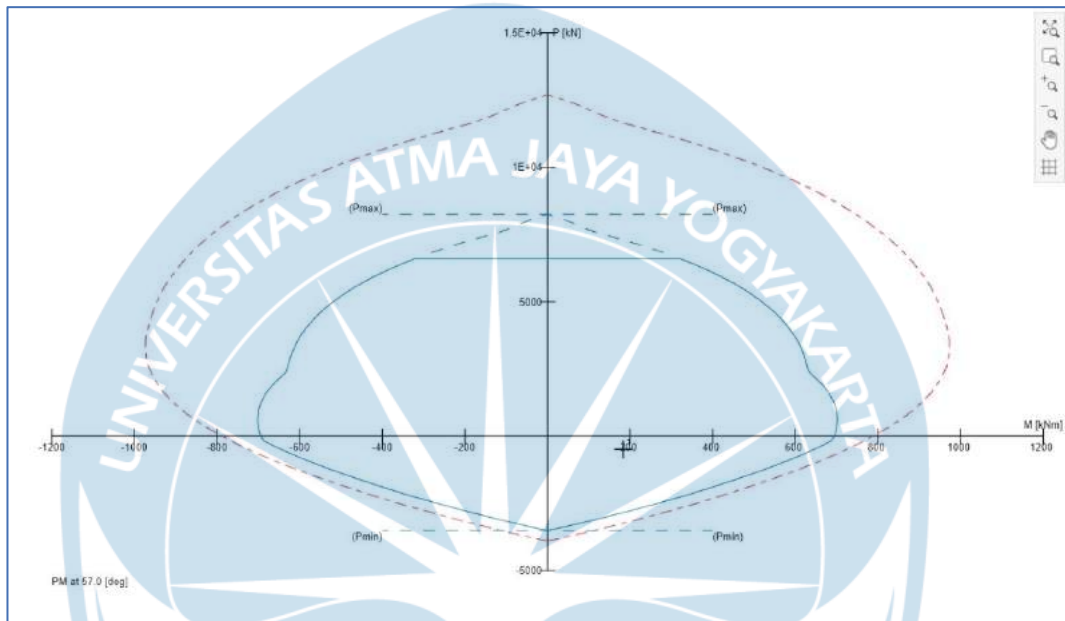
Tabel 2.55 Gaya Dalam Kolom

Tipe Kolom		P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	V (kN)
K1	Pmax	-490.93	98.77	154.26	172.96
	Pmin	1336.32	-295.19	-223.28	
K2	Pmax	-306.81	119.89	201.70	184.29
	Pmin	1106.95	-128.69	-365.58	
K3	Pmax	9.78	26.78	55.96	50.72
	Pmin	170.65	-61.62	-58.21	

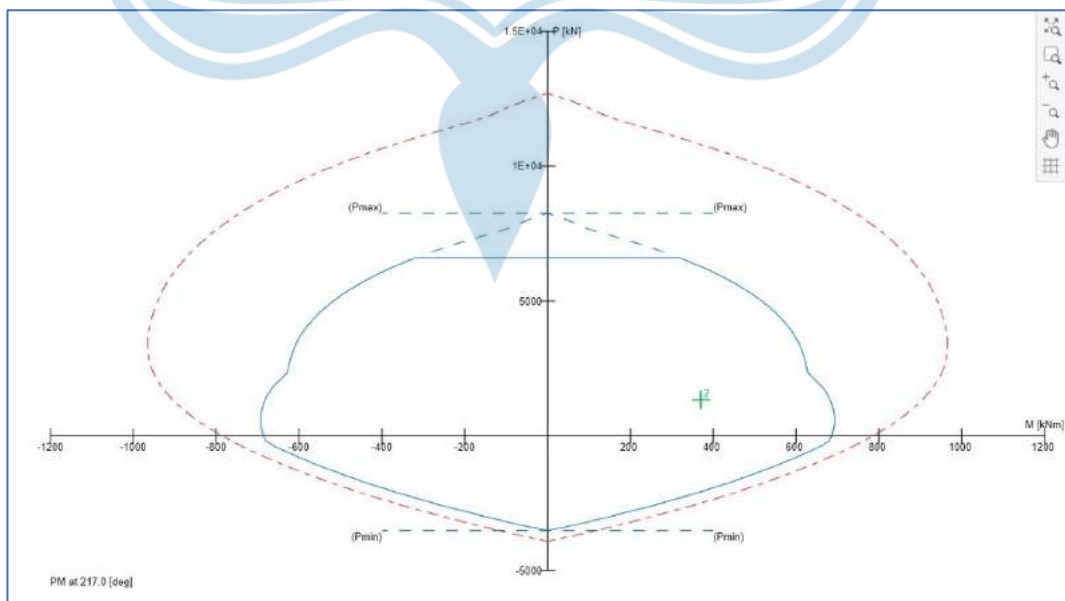
Setelah mengambil gaya dalam kolom, dilanjutkan dengan menganalisa daya dukung kolom dengan diagram interaksi dari aplikasi SPColumn seperti yang terlihat dibawah ini.

a. Kolom K1

Kolom yang dianalisis dengan kolom biaksial dengan memasukan momen arah X dan Y pada masing-masing Pmin dan Pmax.

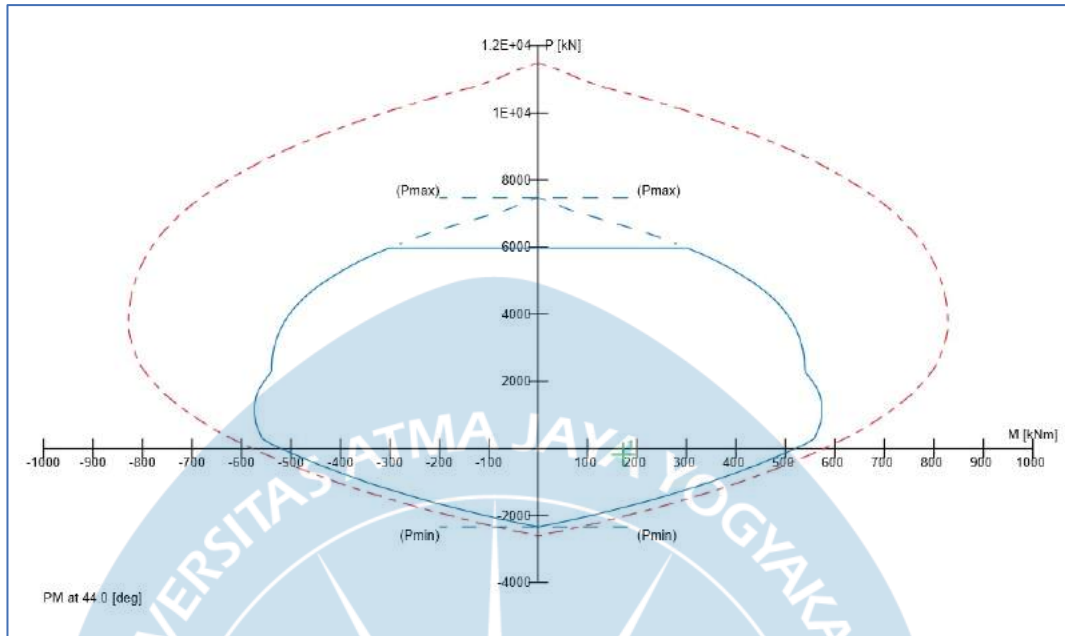


Gambar 2.24 Diagram Interaksi Kolom K1 Akibat Pmin

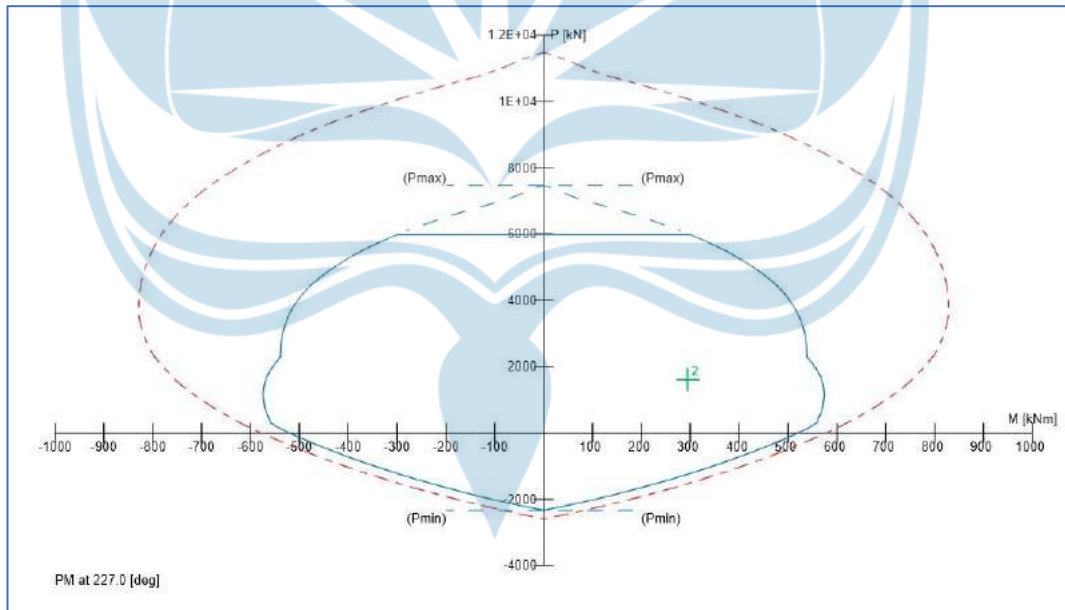


Gambar 2.25 Diagram Interaksi Kolom K1 Akibat Pmax

b. Kolom K2



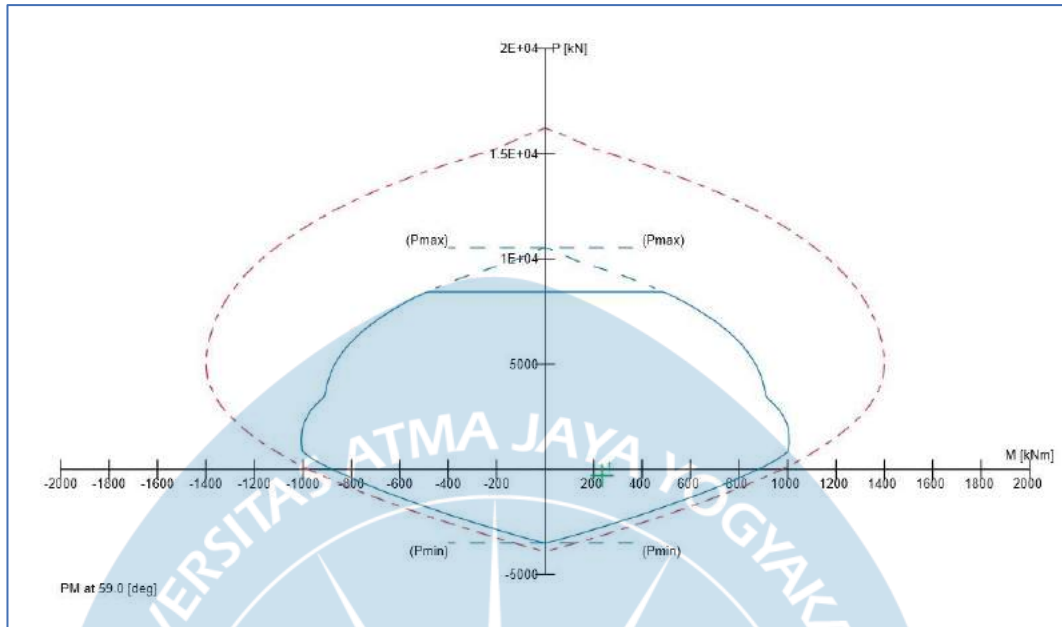
Gambar 2.26 Diagram Interaksi Kolom K2 Akibat Pmin



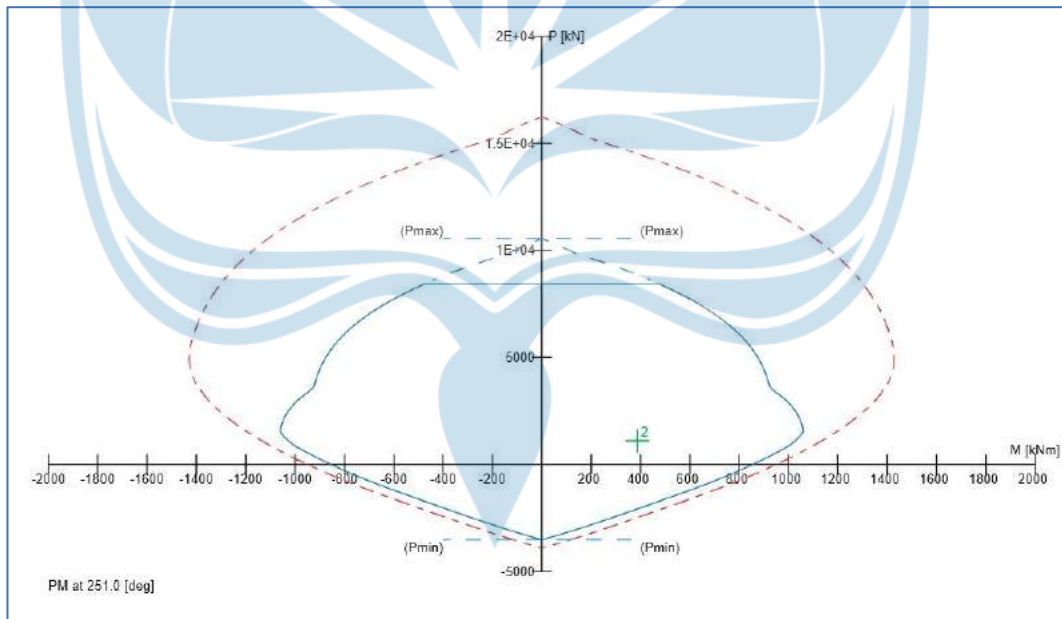
Gambar 2.27 Diagram Interaksi Kolom K2 Akibat Pmax



c. Kolom K3



Gambar 2.28 Diagram Interaksi Kolom K2 Akibat Pmin



Gambar 2.29 Diagram Interaksi Kolom K2 Akibat Pmax

3. Gaya dalam fondasi

Ouput gaya aksial yang digunakan dalam perancangan dapat dilihat pada tabel dibawah ini.



Tabel 2.56 Beban Aksial Fondasi

Beban Aksial Fondasi (kN) (D+L)														
GRID	J	II	I	H1	H	G	F	E	D	C	B1	B	A1	A
10B				223.62	307	366.56	372.43	373.3	368.98	311.71	228.99			
10A		240		478.86							477.02		210.95	
10					696.12	855.15	869.1	868.7	853.94	693.42				
9	338.64	446.81	728.39									733.83	407.75	305.37
8					1192.64	1127.25	1167.55	1167.5	1126.97	1190.71				
7	736.11		1209.91									1213.96		701.96
6					1148.25	1048.94	1156.17	1156.36	1048.63	1162.43				
5	350.19	420.57	703.55									758.36	400.41	344.38
4					808.88	1057.91	968.4	968.14	1046.23	1208.22				
3		273.25		497.6								726.89	471.35	331.49
2										826.11		784.99	627.29	492.63
1										621.82		740.61	500.58	311.33
0										320.72		387.74	240.64	

Tabel 2.57 Beban Aksial Fondasi Terfaktor

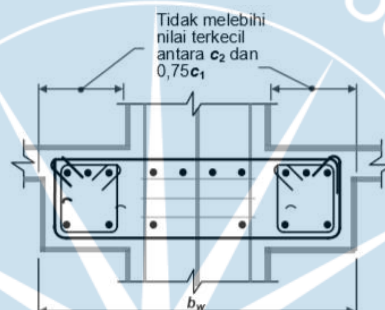
Beban Aksial Fondasi (kN) Terfaktor (Envelope)														
GRID	J	II	I	H1	H	G	F	E	D	C	B1	B	A1	A
10B				978.66	923.97	903.14	879.71	852.35	828.99	775.34	829.96			
10A		1043.52		921.26							837.94		773.76	
10					938.77	1062.4	1066.26	1058.52	1034.1	875.4				
9	1065.81	1088.18	976.84									949.96	790.58	933.91
8					1220.19	1163.2	1201.87	1201.35	1163.16	1219.24				
7	955.01		1249.64									1259.96		913.27
6					1191.82	1095.23	1199.94	1199.33	1096.1	1220.55				
5	1105.77	1095.12	935.29									1002.29	812.85	933.73
4					1020.35	1324.77	1223.36	1211.71	1271.21	1277.72				
3		1122.21		877.22								977.14	703.17	1003.47
2										1084.06		957.8	721.542	1096.41
1										1001.81		1102.61	759.13	949.36
0										831.99		913.46	943.17	

## 2.7 Perancangan Struktur Primer

### 2.7.1 Perancangan Balok Beton Bertulang SRPMK

Perancangan balok SRPMK harus mengikuti syarat dari SNI 2847-2019 pasal 18.6 tentang Balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

1. Batasan dimensi harus memenuhi,
  - a. Bentang bersih,  $l_n$ , harus minimal  $4d$ .
  - b. Lebar penampang  $b_w$ , harus sekurangnya nilai terkecil dari  $0,3h$  dan 250 mm.
  - c. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $c_2$  dan  $0,75c_1$  pada masing-masing sisi kolom.



Gambar 2.30 Dimensi Balok

(Sumber: SNI 2847-2019 gambar R18.6.2)

2. Tulangan Longitudinal
  - a. Balok-balok harus memiliki setidaknya dua batang tulangan menerus pada sisi atas dan bawah penampang. Pada sebarang penampang, jumlah tulangan tidak boleh kurang dari perhitungan dan rasio tulangan  $\rho$  tidak boleh melebihi 0,025, baik untuk tulangan atas maupun bawah.
  - b. Kekuatan momen positif pada muka joint harus tidak kurang dari setengah kekuatan momen negatif pada muka joint tersebut. Kekuatan momen negatif dan positif pada sebarang penampang di sepanjang bentang komponen struktur tidak boleh kurang dari seperempat kekuatan momen maksimum pada muka kedua joint.
  - c. Sambungan lewatan tulangan longitudinal diizinkan jika sengkang pengekang atau spiral dipasang sepanjang sambungan lewatan. Spasi tulangan transversal yang melingkupi batang tulangan yang disambung-lewatkan tidak boleh melebihi nilai terkecil dari  $d/4$  dan 100 mm.

Sambungan lewatan pada struktur primer tidak boleh digunakan pada lokasi sebagai berikut.

- 1) Dalam joint,
- 2) Dalam jarak dua kali tinggi balok dari muka joint,
- 3) Dalam jarak dua kali tinggi balok dari penampang kritis di mana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik.

3. Tulangan Transversal

- a. Sengkang pengekang harus dipasang pada balok di daerah berikut.
  - 1) Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok yang diukur dari muka kolom penumpu ke arah tengah bentang, di kedua ujung balok,
  - 2) Sepanjang jarak yang sama dengan dua kali tinggi balok pada kedua sisi suatu penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat deformasi lateral yang melampaui perilaku elastik.
- b. Bila diperlukan sengkang pengekang, batang tulangan longitudinal utama yang terdekat ke muka tarik dan tekan harus diberi tumpuan lateral. Spasi tulangan longitudinal yang tertumpu secara lateral tidak boleh melebihi 350 mm. Tulangan longitudinal samping yang untuk balok nonprategang dan prategang kelas C dengan  $h$  melebihi 900 mm, tidak perlu tertumpu secara lateral.
- c. Sengkang pengekang pada balok diizinkan terdiri dari dua batang tulangan: yaitu sebuah sengkang yang mempunyai kait gempu pada kedua ujungnya dan ikat silang sebagai penutup. Ikat silang berurutan yang mengikat batang tulangan longitudinal yang sama harus memiliki kait 90 derajat yang dipasang selang-seling pada sisi yang berlawanan dari komponen struktur lentur. Jika batang tulangan longitudinal yang ditahan oleh ikat silang dikekang oleh pelat hanya pada satu sisi komponen struktur lentur, maka kait 90 derajat dari ikat silang harus ditempatkan pada sisi tersebut.
- d. Sengkang pengekang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom penumpu. Spasi sengkang pengekang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari,

- 1)  $d/4$ ,
  - 2) Enam kali diameter terkecil batang tulangan lentur utama,
  - 3) 150 mm.
- e. Bila diperlukan sengkang pengekang, sengkang pengekang tersebut harus didesain untuk menahan geser sesuai dengan ketentuan kekuatan geser pada poin (d).
- f. Bila sengkang pengekang tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempapada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari  $d/2$  sepanjang bentang balok.
- g. Pada balok yang mengalami gaya tekan aksial terfaktor melebihi  $A_g f_c' / 10$  harus dipasang sengkang pengekang yang sepanjang jarak yang telah ditentukan pada poin (c). Di luar jarak tersebut harus dipasang sengkang pengekang dengan spasi  $s$  tidak lebih dari nilai terkecil antara enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil dan 150 mm. Pada kondisi tebal selimut beton melebihi 100 mm di luar tulangan transversal, harus dipasang tulangan transversal tambahan yang memiliki selimut beton yang tidak lebih dari 100 mm dan spasi tidak lebih dari 300 mm.
4. Kekuatan Geser
- a. Gaya geser desain  $V_e$  harus dihitung dari tinjauan gaya-gaya pada bagian balok di antara kedua muka joint. Momen-momen dengan tanda berlawanan yang terkait dengan kekuatan momen lentur maksimum yang mungkin terjadi,  $M_{pr}$ , harus diasumsikan bekerja pada muka-muka joint dan balok dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor di sepanjang bentangnya.
- b. Tulangan transversal harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan  $V_c = 0$  bilamana kedua hal ini terpenuhi,
- 1) Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setidaknya setengah kekuatan geser perlu maksimum dalam bentang tersebut.
  - 2) Gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  termasuk pengaruh gempa kurang dari  $20 A_g f_c' / 20$ .

Contoh perhitungan balok B1.

Data :

$$f_c' = 30 \text{ MPa}; f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} = 280 \text{ MPa}$$

$$\phi = 0,9$$

$$\beta = 0,836$$

$$D \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$b = 350 \text{ mm} \quad \text{selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm} \quad L \text{ bentang} = 5,5 \text{ mm}$$

Momen dan gaya geser :

$$M_u^+ = 130,87 \text{ kNm}; \quad V_u = 204,01 \text{ kN}$$

$$M_u^- = -251,69 \text{ kNm}; \quad \text{Beban Gravitasi (VG)} = 186,51 \text{ kN}$$

Perhitungan tulangan lentur tumpuan.

$$\text{Digunakan D25} \rightarrow d = 500 - 40 - 12 - \frac{22}{2} = 437 \text{ mm}$$

$$a = d - \sqrt{\frac{2M_u}{0,85 \times \phi \times f_c' \times b}}$$
$$= 437 - \sqrt{\frac{2 \times 251,69 \times 10^6}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 350}} = 78,81 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{78,81}{0,836} = 94,3 \text{ mm}$$

$$c_{\text{max}} = 0,375 \times 437 = 163,88 \text{ mm}$$

$$c < c_{\text{max}} \rightarrow \phi = 0,9$$

$$D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm} \rightarrow A_{s \text{ tul}} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380,29 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{M_u}{0,9 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$
$$= \frac{251,69 \times 10^6}{0,9(420) \left(437 - \frac{78,81}{2}\right)} = 1674,68 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}}$$

$$= \frac{1674,68}{380,29} = 4,4 \approx 5$$

Digunakan 5D 22

Cek,

$$As \begin{cases} \geq \frac{\sqrt{f'c'} \times b \times d}{4 \times fy} = \frac{\sqrt{30} \times 300 \times 437}{4 \times 420} = 498,66 \text{ mm}^2 \\ \geq \frac{1,4 \times b \times d}{fy} = \frac{1,4 \times 350 \times 437}{420} = 509,83 \text{ mm}^2 \\ \geq 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 350 \times 437 = 3823,75 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Perhitungan tulangan lentur lapangan.

$$Mu^+ = 130,87 < 0,4 Mu^-$$

$$130,87 < 125,85$$

→ Digunakan  $Mu^+ = 130,87 \text{ kNm}$

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

$$= 437 - \sqrt{\frac{2 \times 130,87 \times 10^6}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 350}} = 39 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{39}{0,836} = 46,7 \text{ mm}$$

$$c \text{ max} = 0,375 \times 437 = 163,88 \text{ mm}$$

$$c < c \text{ max} \rightarrow \phi = 0,9$$

$$D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm} \rightarrow As \text{ tul} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380,29 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ perlu} = \frac{M_u}{0,9 \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$= \frac{130,87 \times 10^6}{0,9(420) \left(437 - \frac{39}{2}\right)} = 829,29 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$$

$$= \frac{829,29}{380,29} = 2,18 \approx 3$$

Digunakan 2D25

Cek,

$$As \begin{cases} \geq \frac{\sqrt{f'c'} \times b \times d}{4 \times fy} = \frac{\sqrt{30} \times 350 \times 437}{4 \times 420} = 498,66 \text{ mm}^2 \\ \geq \frac{1,4 \times b \times d}{fy} = \frac{1,4 \times 350 \times 437}{420} = 509,83 \text{ mm}^2 \\ \geq 0,025 \times b \times d = 0,025 \times 350 \times 437 = 3823,75 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Probable Moment (Mpr)

	Kiri	Tengah	Kanan
Atas	5	3	5
Bawah	3	3	3

Ujung kiri – kanan = Mpr (-)

$$\begin{aligned} \text{Tulangan atas digunakan } 5D 22 &= 5 \times \text{As tulangan} \\ &= 5 \times 380,29 = 1901,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$a = \frac{As \times (1,25)fy}{0,85 \times f'c' \times b} = \frac{1901,43 \times (1,25)420}{0,85 \times 30 \times 350} = 111,85 \text{ mm}$$

$$Mpr = As \times (1,25)fy \times \left[ d - \left( \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} M_{pr(-)} &= 1901,43 \times (1,25) 420 \times \left[ 437 - \left( \frac{111,85}{2} \right) \right] \\ &= 380,41 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bagian tengah = Mpr (+)

$$\begin{aligned} \text{Tulangan bawah digunakan } 3D22 &= 3 \times \text{As tulangan} \\ &= 3 \times 380,29 = 1140,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \times (1,25)fy}{0,85 \times f'c' \times b} \\ &= \frac{1140,86 \times (1,25)420}{0,85 \times 30 \times 350} = 67,11 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr(+)} &= 1140,86 \times (1,25) 420 \times \left[ 437 - \left( \frac{67,11}{2} \right) \right] \\ &= 241,64 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Panjang bentang = 5,5 m ; dimensi kolom terbesar = 450 mm

$$l_n = \text{panjang bentang} - 0,5 \times (\text{dimensi kolom terbesar} \times 2)$$

$$= 5,5 - 0,5 \times \left( \frac{550}{1000} \times 2 \right) = 4,95 \text{ m}$$

Gaya geser akibat sendi plastis/beban gempa,

$$V_{E1} = V_{E2} = \frac{M_{pr(-)} + M_{pr(+)}}{l_n}$$

$$= \frac{380,41 + 241,64}{4,95} = 125,67 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat beban gravitasi,

$$V_{G1} = 156,51 \text{ kN}$$

$$V_{G2} = 132,65 \text{ kN}$$

Gaya geser desain :

$$V_{e \text{ tumpuan}} = V_{E1} + V_{G1} = 125,67 + 186,51 = 312,18 \text{ kN}$$

$$V_{e \text{ lapangan}} = V_{E2} - V_{G2} = 125,67 + 132,65 = 149,53 \text{ kN}$$

Sengkang Tumpuan :

Geser akibat beban gempa ( $V_{E1}$ ) = 125,67 kN

$$50\% \text{ geser total} = \frac{V_e}{2} = \frac{282,18}{2} = 141,1 \text{ kN}$$

$$125,67 < 141,1 \rightarrow V_c \text{ diperhitungkan*}$$

\*Jika,

- Geser akibat beban gempa ( $V_e$ ) < 50% geser total ( $V_u$ )  $\rightarrow V_c$  dihitung ;

- Geser akibat beban gempa ( $V_e$ ) > 50% geser total ( $V_u$ )  $\rightarrow V_c = 0$

$$V_u = V_e = 282,17 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times \frac{437}{1000}$$

$$= 142,42 \text{ kN}$$

$$V_s = \left( \frac{V_u}{0,75} \right) - V_c$$

$$= \left( \frac{282,18}{0,75} \right) - 142,42$$

$$= 273,82 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 3 kaki



$$\begin{aligned}
 S &= \frac{As \cdot fy \cdot d}{Vs} \\
 &= \frac{2 \times 113 \times 280 \times 437}{273,82 \times 10^3} \\
 &= 98,991 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sengkang tumpuan sepanjang =  $2 \times h = 2 \times 450 = 900 \text{ mm}$

Syarat  $S_{max}$  tidak boleh melebihi nilai terkecil dari,

- a)  $d/4 = 437/4 = 109,25 \text{ mm}$
- b)  $6db = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- c)  $150 \text{ mm}$

∴ Dipasang 3D12 – 75 (Sengkang tumpuan)

Perhitungan sengkang lapangan.

$$V_u = 179,53 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times \frac{437}{1000} \\
 &= 142,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \left( \frac{V_u}{0,75} \right) - V_c \\
 &= \left( \frac{179,53}{0,75} \right) - 142,42 \\
 &= 96,95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Digunakan sengkang 2 kaki

$$S = \frac{2(113) \times 280 \times 437}{96,95 \times 10^3} = 285,23 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat } S_{max} < \frac{d}{2} = \frac{437}{2} = 218,5 \text{ mm}$$

Dipasang 2D12 – 150 (Sengkang lapangan)

Perhitungan diatas diulangi untuk setiap tipe balok yang ada dan direkapitulasi seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.58 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Balok

Tipe Balok	Sloof	B1	B2	B3	B4	B5	B6	BR
<b>b (mm)</b>	300	350	350	350	350	350	250	350
<b>h (mm)</b>	450	500	500	500	500	500	400	400
<b>d (mm)</b>	387	437	437	437	437	437	341	337
<b>Tulangan tumpuan</b>								
<b>Mu-</b>	228.96	251.69	293.69	264.19	284.67	254.58	114.77	101.61
<b>As</b>	1793.21	1674.68	1991.46	1767.54	1922.28	1696.06	983.89	847.81
<b>Digunakan</b>	5D22	5D22	6D22	5D22	6D22	5D22	3D22	3D22
<b>Tulangan lapangan</b>								
<b>Mu+</b>	124.00	130.87	195.56	249.08	189.96	127.29	39.57	95.55
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	905.86	829.29	1270.83	1655.40	1231.68	805.52	316.69	794.12
<b>Digunakan</b>	3D22	3D22	4D22	5D22	4D22	3D22	2D22	3D22
<b>Sengkang tumpuan</b>								
<b>Mpr+ (kNm)</b>	208.35	241.64	313.26	380.41	443.09	241.64		181.75
<b>Mpr- (kNm)</b>	321.19	380.41	413.14	380.41	443.09	380.41		1140.86
<b>Ln (m)</b>	2.75	4.95	4.95	2.85	1.85	4.25		2.45
<b>VE (kN)</b>	192.56	125.67	146.75	266.95	479.02	146.37		148.37
<b>VG (kN)</b>	11.83	156.51	182.95	91.85	48.28	158.70		85.38
<b>Ve (kN)</b>	204.39	282.18	329.69	358.80	527.29	305.06	125.84	233.75
<b>Jumlah kaki</b>	3	3	4	4	4	3	2	2
<b>S (mm)</b>	75	75	100	75	50	75	50	50
<b>Digunakan</b>	3d12-75	3d12-75	4d12-100	4d12-75	4d12-50	3d12-75	2d8-100	2d12-50
<b>Sengkang lapangan</b>								
<b>Ve (kN)</b>	192.56	149.53	179.36	310.52	488.32	188.46	62.92	164.48
<b>Jumlah kaki</b>	2.00	2	4	4	4	3	2	2
<b>S (mm)</b>	125	150	150	125	75	150	100	125
<b>Digunakan</b>	2d12-125	2d12-150	4d12-150	4d12-125	4d12-75	3d12-150	2d8-100	2d12-125

### 2.7.2 Perancangan Kolom Beton Bertulang SRPMK

Perancangan kolom SRPMK harus mengikuti syarat dari SNI 2847-2019 pasal 18.7 tentang Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen khusus yang meliputi,

1. Batasan dimensi kolom SRPMK harus memenuhi,
  - a. Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm.
  - b. Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak kurang dari 0,4.

2. Kekuatan lentur minimum kolom harus memenuhi,

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

$\Sigma M_{nc}$  adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

$\Sigma M_{nb}$  adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint, yang dievaluasi di muka-muka joint.

3. Tulangan Longitudinal

- a. Luas tulangan longitudinal  $A_{st}$  tidak boleh kurang dari **0,01A<sub>g</sub>** dan tidak lebih dari **0,06A<sub>g</sub>**.
- b. Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.
- c. Sambungan mekanis harus memenuhi pasal 18.2.7 dan sambungan las pasal 18.2.8. Sambungan lewatan diizinkan hanya dalam daerah tengah tinggi kolom dan harus didesain sebagai sambungan lewatan tarik dan harus dilengkapi tulangan transversal.

4. Tulangan Transversal

- a. Harus dipasang sepanjang  $l_0$  dari masing-masing muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi sebagai akibat perpindahan lateral yang melampaui perilaku elastik. Panjang  $l_0$  tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara:
  - 1) Tinggi kolom pada muka joint atau pada penampang dimana pelelehan lentur dimungkinkan terjadi,
  - 2) Seperenam tinggi bersih kolom,
  - 3) 450 mm.
- b. Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang (*overlap*), sengkang pengekan bundar, atau sengkang pengekan persegi, dengan atau tanpa ikat silang.
- c. Setiap tekukan ujung sengkang pengekan persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
- d. Ikat silang dengan ukuran batang tulangan yang sama atau yang lebih kecil dari diameter sengkang pengekan diizinkan sesuai batasan 25.7.2.2. Ikat

silang yang berurutan harus diselangseling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.

- e. Jika digunakan sengkang pengekuat persegi ataupun ikat silang, tulangan transversal tersebut harus berfungsi sebagai tumpuan lateral untuk tulangan longitudinal.
- f. Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi  $h_x$  antara tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekuat tidak boleh melebihi 350 mm.
- g. Ketika  $P_u > 0,3A_g f_c'$  atau  $f_c' > 70$  MPa pada kolom dengan sengkang pengekuat, setiap batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang pengekuat ataupun oleh kait gempa, dan nilai  $h_x$  tidak boleh lebih dari 200 mm.  $P_u$  harus merupakan gaya tekan terbesar yang konsisten dengan kombinasi beban terfaktor termasuk  $E$ .
- h. Spasi tulangan transversal tidak melebihi nilai terkecil dari,
  - 1) Seperempat dimensi terkecil penampang kolom,
  - 2) Enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil,
  - 3) Nilai  $s_o$  tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu kurang dari 100 mm, dengan  $s_o$  yang dihitung dengan:

$$i. \quad s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$$

- i. Faktor kekuatan beton  $k_f$  dan faktor keefektifan pengekuat  $k_n$  dihitung berdasarkan persamaan:

- 1)  $k_f = \frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0$

- 2)  $k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$

dimana  $n_l$  adalah jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal yang terletak pada sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut dari sengkang pengekuat atau kait seismik.

- j. Jumlah tulangan transversal harus sesuai dengan tabel berikut.

Tabel 2.59 Tulangan Transversal Untuk Kolom-Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
untuk sengkang pengekang persegi	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b)	(a) $0,3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b) dan (c)	(b) $0,9 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (c) $0,2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$
untuk spiral ataupun sengkang pengekang lingkaran	$P_u \leq 0,3A_g f_c'$ dan $f_c' \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d) dan (e)	(a) $0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$
	$P_u > 0,3A_g f_c'$ atau $f_c' > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f)	(b) $0,12 \frac{f_c'}{f_{yt}}$ (c) $0,35k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$

(SNI 2847-2019 tabel 18.7.5.4)

#### 5. Kekuatan Geser

Gaya geser desain  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di muka-muka joint pada setiap ujung kolom. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan lentur maksimum yang mungkin terjadi,  $M_{pr}$ , di setiap ujung kolom yang terkait dengan rentang beban aksial terfaktor,  $P_u$ , yang bekerja pada kolom. Geser kolom tersebut di atas tidak perlu melebihi nilai geser yang dihitung dari kekuatan joint berdasarkan  $M_{pr}$  balok yang merangka ke joint. Nilai  $V_e$  tidak boleh kurang dari geser terfaktor berdasarkan analisis struktur.

Perhitungan kolom K1

Data :

$$f_c' = 30 \text{ MPa} \quad ; \quad D \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ tulangan} = 420 \text{ MPa} \quad ; \quad A_s \text{ tulangan} = 380,2857 \text{ mm}^2$$

$$f_y \text{ sengkang} = 280 \text{ MPa} \quad ; \quad D \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$\beta = 0,836 \quad ; \quad A_s \text{ sengkang} = 113,14 \text{ mm}^2$$

k. Desain Kolom Lantai 1:

$$b = 550 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

Dari ETABS diperoleh  $P_u = 2336,32 \text{ kN}$

$$0,3 \times A_g \times f_c' = \frac{0,3 \times 550 \times 550 \times 30}{1000} = 2722,5 \text{ kN}$$

$$P_u > 0,3 \times A_g \times f_c'$$

Tulangan yang dipakai : D22 sebanyak 28 buah  $\rightarrow$  8 buah per baris

Dengan tinggi kolom : 4m;  $h$  balok terbesar : 500 mm

$$\begin{aligned} \rho_g &= \frac{n \text{ terpakai} \times A_s \text{ tulangan}}{A_g} \\ &= \frac{28 \times 380,2857}{(550)(550)} \\ &= 0,0352 \end{aligned}$$

$$d = 550 - 40 - 12 - \frac{22}{2} = 487 \text{ mm}$$

Cek Kuat Lentur Minimum :

$$M_{nc,a} + M_{nc,b} > 6/5 (M_{nb,ki} + M_{nb,ka})$$

$M_n$  balok :

$$M_{nb,ki} = 413,15 \text{ kNm (Mpr}^- \text{ balok)}$$

$$M_{nb,ka} = 313,26 \text{ kNm (Mpr}^+ \text{ balok)}$$

$$\begin{aligned} M_{nc,a} + M_{nc,b} &= 622,78 + 315,57 \\ &= 938,35 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{6}{5} (M_{nb,ki} + M_{nb,ka}) &= \frac{6}{5} (413,15 + 313,26) \\ &= 871,68 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{nc,a} + M_{nc,b} > 6/5 (M_{nb,ki} + M_{nb,ka}) \quad \text{(OK)}$$

Kuat Geser

$V_u$  analisis struktur = 172,96 kN

Berdasarkan data  $M_{pr}$  :

$M_{prb,ki} (-)$  = 413,14 kNm

$M_{prb,ka} (+)$  = 313,26 kNm

$M_{prk}$  dari balok =  $0,5(413,26 + 313,36) = 363,2$  kNm

$l_n$  = tinggi kolom –  $h$  balok terbesar

$$= 4 - 0,5$$

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

$$V_e = \frac{(M_{prk} + M_{prk})}{l_n}$$
$$= \frac{(363,2 + 363,2)}{3,5}$$

$$= 207,54 \text{ kN}$$

$V_e > V_u \rightarrow V_c = 0$

Maka,

$V_u = V_e = 207,54$  kN

$V_c = 0$  kN

$$V_s = \left( \frac{V_u}{0,75} \right) - V_c$$
$$= \frac{207,54}{0,75} - 0$$

$$= 276,73 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d}$$
$$= \frac{276,73}{280 \times 487}$$
$$= 2,03 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Perhitungan tulangan transversal.

$b_c = b - (2 \times \text{selimut beton})$

$$= 550 - (2 \times 40)$$

$$= 470 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 hc &= h - (2 \times t \text{ selimut beton}) \\
 &= 550 - (2 \times 40) \\
 &= 470 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ach &= bc \times hc \\
 &= 470 \times 470 \\
 &= 220900 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ag &= b \times h \\
 &= 550 \times 550 \\
 &= 302500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 xi &= \frac{[bc - (2 \times D_{\text{senggang}}) - (0,5 \times D_{\text{tul}} + 0,5 \times D_{\text{tul}})]}{(\text{tulangan dlm 1 baris} - 1)} \\
 &= \frac{470 - (2 \times 12) - (0,5 \times 22 + 0,5 \times 22)}{(8 - 1)} = 60
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan transversal.

$$\begin{aligned}
 \text{a. } \frac{Ash}{s} &= \left[ 0,3 \left( \frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{fc'}{fyt} \right] \times bc \\
 &= \left[ 0,3 \left( \frac{302500}{220900} - 1 \right) \frac{30}{280} \right] \times 470 = 5,58 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } \frac{Ash}{s} &= \left[ 0,09 \times \frac{fc'}{fyt} \right] \times bc \\
 &= \left[ 0,09 \times \frac{30}{280} \right] \times 470 = 4,53 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{c. } \frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \times d} = \frac{192,4991}{280 \times 386} = 1,781 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Diambil yang terbesar  $\rightarrow Ash/S = 5,58 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Perhitungan sengkang tumpuan.

Jarak sengkang (S) = 75 mm

$$\begin{aligned}
 Ash &= \left( \frac{Ash}{S} \right) \times S \\
 &= 5,58 \times 75 = 418,54 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{jumlah kaki} &= \frac{Ash}{As \text{ sengkang}} \\
 &= \frac{418,54}{113,14} = 3,7 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 4D12 – 75



Syarat Smax sebagai berikut.

- $\frac{1}{4} \times \text{dimensi terkecil} = \frac{1}{4} \times 550 = 137,5 \text{ mm}$
- $6 \times \text{diameter} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-60,57}{3}\right) = 176,28 \text{ mm}$

Diambil yang terkecil  $\rightarrow S_{\max} = 132 \text{ mm}$

$S < S_{\max}$  (OK)

Senggang Lapangan :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 550 \times \frac{487}{1000} \\ &= 249,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = 207,54 \text{ kN}$$

$V_c > V_u \rightarrow$  digunakan Smax

Smax :

$$a. \quad \frac{d}{2} = \frac{487}{2} = 243,5 \text{ mm}$$

$$b. \quad 150 \text{ mm}$$

Smax diambil yang terkecil  $\rightarrow S_{\max} = 132 \text{ mm}$

S yang digunakan = 150 mm

Digunakan 4d12 – 150

Perhitungan di atas diulangi untuk setiap tipe kolom dan direkapitulasi seperti pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.60 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Kolom

<b>Tipe Kolom</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>
b (mm)	550	600	350
h (mm)	550	700	350
Pu min (kN)	-490.93	-306.81	-490.93
Pu max (kN)	1336.32	1106.95	170.65
Vu (kN)	172.96	184.29	50.72
n terpasang	28	24	8
p terpasang	3.52%	2.17%	2.48%
Tinggi kolom (m)	4	4	3.15

<b>Type Kolom</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>	<b>K3</b>
h balok terbesar (m)	0.5	0.5	0.4
d (mm)	487	637.0	287
( $M_{nc\ a} + M_{nc\ b}$ )	938.35	1235.53	440.61
1,2 ( $M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka}$ )	871.68	912.98	436.20
$M_{prk}$ dari balok	363.20	380.41	181.75
ln (m)	3.5	3.5	2.75
Ve (kN)	207.54	217.38	132.18
<b>Senggang Tumpuan</b>			
Av/s ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (a)	2.03	1.63	2.19
Ash/s ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (b)	5.58	5.06	5.90
Ash/s ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (c)	4.53	5.01	2.60
Ash/s ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) digunakan	5.58	5.06	5.90
S (mm)	75	75	50
Ash ( $\text{mm}^2$ )	418.541	379.49	295.24
Av untuk 1 kaki ( $\text{mm}^2$ )	113.143	113.14	113.14
n (buah)	4	4	3
Digunakan sengkang	4d12-75	4d12-75	3d12-50
<b>Senggang Lapangan</b>			
Vc (kN)	249.40	355.88	93.53
Vu (kN)	207.54	217.38	132.18
S (mm)	150	150	150
Digunakan sengkang	4d12-150	4d12-150	2d12-150

### 2.7.3 Sambungan Balok-Kolom (joint) SRPMK

Sambungan antar balok dan kolom harus berpacu pada SNI 2847-2019 pasal 18.8 tentang Joint Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

1. Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka joint harus dihitung dengan mengasumsikan tegangan pada tulangan tarik lentur adalah  $1,25f_y$ .
2. Tulangan longitudinal balok yang dihentikan di dalam suatu kolom harus diteruskan ke muka terjauh dari inti kolom terkekang dan harus disalurkan dalam tarik dan tekan.
3. Bila tulangan longitudinal balok diteruskan melalui joint balok-kolom, dimensi kolom yang paralel dengan tulangan balok tersebut tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton normal (*normalweight*). Untuk beton ringan (*lightweight*), dimensinya tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan.

4. Tinggi joint **h** tidak boleh kurang dari setengah tinggi balok-balok yang merangka pada joint tersebut dan yang menyebabkan geser pada joint sebagai bagian dari sistem pemikul gaya seismik.
5. Perhitungan tulangan transversal
  - a. Bila pada keempat sisi joint terdapat balok yang merangka kepadanya dan bila lebar dari setiap balok tersebut setidaknya tiga perempat lebar kolom, maka jumlah tulangan yang diperlukan sesuai dengan Tabel 5.1 diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan Pers. (1) diizinkan untuk ditingkatkan hingga 150 mm dalam ketinggian balok **h** yang terendah yang merangka pada joint tersebut.
  - b. Tulangan longitudinal balok yang berada di luar inti kolom harus dikekang oleh tulangan transversal yang menembus kolom dengan spasi yang telah ditentukan.
  - c. Bila tulangan momen negatif balok menggunakan tulangan berkepala (*headed deformed bar*) yang berhenti di dalam joint, maka ujung atas kolom harus diteruskan di atas joint setidaknya setinggi **h**. Sebagai alternatif, tulangan balok harus dikekang pada muka atas joint oleh tulangan joint vertikal tambahan.
6. Kekuatan geser
  - a. Kekuatan geser  $V_n$  joint harus sesuai tabel berikut:

Tabel 2.61 Kekuatan Geser Nominal Joint  $V_n$

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

- b. Luas penampang efektif dalam suatu joint,  $A_j$ , harus dihitung dari tinggi joint kali lebar joint efektif. Tinggi joint harus sebesar lebar kolom, **h**. Lebar joint efektif harus selebar kolom, kecuali bila ada balok yang merangka ke dalam kolom yang lebih lebar, lebar joint efektif tidak boleh melebihi nilai terkecil dari,

- 1) Lebar balok ditambah tinggi joint,
  - 2) Dua kali jarak tegak lurus yang lebih kecil dari sumbu longitudinal balok ke sisi kolom.
7. Panjang penyaluran tulangan tarik
- a. Untuk tulangan D10 hingga D36 yang ujungnya diberi kait standar, panjang penyaluran  $l_{dh}$  harus dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4\lambda\sqrt{f_c}}$$

Nilai  $\lambda$  adalah 0,75 untuk beton ringan dan 1,0 untuk beton normal. Kait standar harus ditempatkan dalam inti terkekang kolom atau elemen batas, dengan kait ditekuk ke dalam joint.

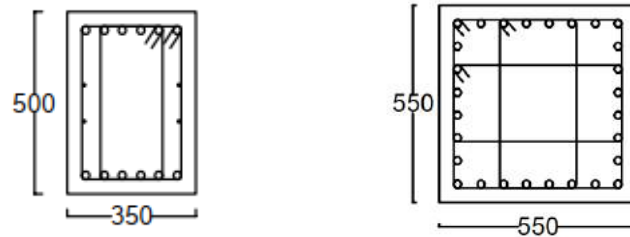
- b. Untuk beton normal,  $l_{dh}$  yang diperoleh tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara  $8d_b$  dan 150 mm; dan untuk beton ringan tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara  $10d_b$  dan 190 mm.
- c. Untuk tulangan D10 hingga D36, panjang penyaluran tulangan tarik  $l_a$  untuk tulangan lurus tidak boleh kurang dari nilai terbesar antara,
  - 1) 2,5 kali panjang bila beton yang dicor di bawah tulangan tersebut tidak melebihi 300 mm.
  - 2) 3,25 kali panjang bila tinggi beton yang dicor bersamaan di bawah batang tulangan melebihi 300 mm.
  - 3) Tulangan lurus yang berhenti pada joint harus melewati inti terkekang kolom atau elemen batas. Semua bagian  $l_a$  yang tidak berada di dalam inti terkekang harus diperpanjang dengan faktor sebesar 1,6 kali.

Perhitungan sambungan balok-kolom dapat dilihat sebagai berikut.

Diketahui parameter sebagai berikut.

Dimensi kolom	= 550mm x 550 mm
Tulangan kolom	= 28D22
Dimensi balok	= 350 mm x 500 mm
Tulangan atas balok	= 6D22
Tulangan bawah balok	= 6D22

Terdapat 4 buah balok yang merangka pada keempat sisi joint.



Jumlah tulangan transversal diambil setengah dari kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \times 5,58 = 2,79 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Jarak tulangan transversal boleh diambil 150 mm.

$$\text{Sehingga } A_{sh} = 150 \times 2,79 = 418,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang 4D12-150 (} A_{sh} = 452,56 \text{ mm}^2\text{)}$$

$$\text{Mpr sisi atas} = 443,09 \text{ kNm}$$

$$\text{Mpr sisi bawah} = 443,09 \text{ kNm}$$

Karena kolom dianggap memiliki kekakuan yang sama, maka faktor distribusi diambil sebesar 0,5 dan momen yang timbul pada kolom diatas joint sebesar,

$$M_c = 0,5(443,09+443,09) = 443,09 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas sebesar,

$$V_{goyangan} = \frac{443,09 + 443,09}{3,5} = 253,19 \text{ kN}$$

Luas tulangan atas adalah 6D22 ( $A_s = 2281,71 \text{ mm}^2$ ), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri joint sebesar,

$$T_1 = 1,25A_s f_y = 1,25(2281,71)(420) = 1197,89 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton disisi kiri joint sebesar,

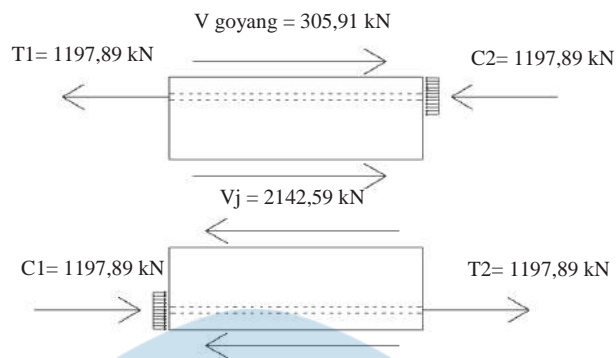
$$C_1 = T_1 = 1197,89 \text{ kN}$$

Untuk sisi kanan joint ( $A_s = 2281,71 \text{ mm}^2$ ) diperoleh,

$$C_2 = T_2 = 1,25(2281,71)(420) = 1197,89 \text{ kN}$$

$$V_j = T_1 + C_2 - V \text{ goyangan}$$

$$= 1197,89 + 1197,89 - 253,19 = 2142,59 \text{ kN}$$



Kuat geser dari joint yang dikekang keempat sisinya.

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{30} \times 302500 = 2816,663 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 2816,663 = 2394,16 \text{ kN} > V_j \text{ OK}$$

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

#### 2.7.4 Perancangan Fondasi

Pada perancangan fondasi, momen yang muncul pada penampang fondasi telapak ditentukan terhadap suatu potongan bisang vertikal pada fondasi tersebut terletak pada berbagai tempat.

1. Muka kolom, pedestal atau dinding, untuk fondasi telapak yang memikul kolom, pedestal atau dinding beton.
2. Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk fondasi telapak yang mendukung dinding pasangan.
3. Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk fondasi yang mendukung kolom dengan pelat dasar baja.

Perhitungan Fondasi P1

Data-data yang diperlukan sebagai berikut.

Beban Tetap = 736,11 kN

Beban Sementara = 1122 kN

Tebal fondasi = 300 mm

B kolom = 600 mm

H kolom = 700 mm

B fondasi = 1200 mm

H fondasi = 1200 mm

y = 200 mm

Kontrol geser 1 arah.

Arah X

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal fondasi} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan} \\ &= 300 - 70 - 13 = 217 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X &= (B \text{ fondasi} - B \text{ kolom})/2 - d \\ &= \frac{1200-600}{2} - 217 = 83 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= y - \text{selimut beton} - \frac{\text{diameter tulangan}}{2} + \frac{X}{d+X} \times (\text{tebal fondasi} - y) \\ &= 200 - 70 - \frac{13}{2} + \frac{83}{217+83} \times (300 - 200) \\ &= 151,17 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$Q_{ult} = \frac{\text{Beban tetap}}{B \times H} = \frac{736,11}{1,2 \times 1,2} = 511,19 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = Q_{ult} \times X \times H = 511,19 \times 0,083 \times 1,2 = 50,91 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{f'c'} \times b_w \times d' \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1200 \times 151,17 \\ &= 126,68 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 126,88 \text{ kN} > V_u = 50,91 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Arah Y

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal fondasi} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan} \\ &= 300 - 70 - 13 = 217 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X &= (B \text{ fondasi} - B \text{ kolom})/2 - d \\ &= \frac{1200-700}{2} - 217 = 33 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d' &= y - \text{selimut beton} - \frac{\text{diameter tulangan}}{2} + \frac{X}{d+X} \times (\text{tebal fondasi} - y) \\ &= 200 - 70 - \frac{13}{2} + \frac{33}{217+33} \times (300 - 200) \\ &= 136,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$Q_{ult} = \frac{\text{Beban tetap}}{B \times H} = \frac{736,11}{1,2 \times 1,2} = 511,19 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = Q_{ult} \times X \times H = 511,19 \times 0,033 \times 1,2 = 20,243 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{f'c'} \times bw \times d' \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1200 \times 136,7 \\ &= 114,56 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 114,56 \text{ kN} > V_u = 20,243 \text{ kN (OK)}$$

Kontrol geser 2 arah.

$$\begin{aligned}A' &= \frac{(B \times H) - ((B \text{ kolom} + d')(H \text{ kolom} + d'))}{10^6} \\ &= \frac{(1200 \times 1200) - ((600 + 151,17)(700 + 151,17))}{10^6} \\ &= 0,8 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}BO &= 2 \times (B \text{ kolom} + d) + 2 \times (H \text{ kolom} + d) \\ &= 2 \times (600 + 217) + 2 \times (700 + 217) \\ &= 3468 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$V_u = A' \times Q_{ult} = 0,8 \times 511,17 = 409,27 \text{ kN}$$

Kuat geser fondasi diperoleh dari nilai terkecil.

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'c'} b_0 d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,17}\right) 1 \sqrt{30} \times 3468 \times 151,17 \\ &= 1324,95 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c2} &= 0,083 \left(2 + \frac{\alpha d}{b_0}\right) \lambda \sqrt{f'c'} b_0 d \\ &= 0,083 \left(2 + \frac{40 \times 151,17}{3468}\right) 1 \sqrt{30} \times 3468 \times 151,17 \\ &= 892,19 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c3} &= 0,33 \lambda \sqrt{f'c'} b_0 d \\ &= 0,33 \sqrt{30} \times 3468 \times 151,17 \\ &= 947,57 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 892,19 \text{ kN} > V_u = 409,27 \text{ kN (OK)}$$

Perhitungan tulangan lentur sebagai berikut.

$$L = (1200 - 600) / 2 = 300 \text{ mm}$$

$$Q_{ult} = 511,19 \text{ kN/m}^2$$



$$\begin{aligned} Mu &= \frac{Q_{ult} \times B \times L^2}{2} \\ &= \frac{511,19 \times 1,2 \times 0,3^2}{2} \\ &= 27,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7 \phi f_c' b d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 27,6 \times 10^6}{1,7 \times 0,9 \times 30 \times 1000 \times 217^2}} \right) \\ &= 0,00131 \end{aligned}$$

$$As \text{ min} = 0,0018 \times 1200 \times 300 = 648 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ perlu} = 0,00131 \times 1200 \times 217 = 340,19 \text{ mm}^2$$

As perlu < As min, Maka dipakai As rencana = As min = 648 mm<sup>2</sup>

$$S = \frac{132,79}{648} \times 1000 = 204,92 \text{ mm}$$

Berdasarkan syarat,

a.  $3h = 3 \times 140 = 420 \text{ mm}$

b.  $450 \text{ mm}$

Digunakan D13 – 200

Perhitungan tulangan susut sebagai berikut.

Digunakan D10

$$S \text{ tulangan susut} = \frac{78,57}{648} \times 1000 = 121,25 \text{ mm}$$

Digunakan D10 – 100

Tabel 2.62 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Fondasi

Tipe Fondasi	P1	P2
Beban Tetap (kN)	736.11	1213.96
Beban Sementara (kN)	1122.21	1324
Tebal fondasi (mm)	300	300
B kolom (mm)	600	550
H kolom (mm)	700	550
B fondasi (mm)	1200	1300

<b>Tipe Fondasi</b>	<b>P1</b>	<b>P2</b>
H fondasi (mm)	1200	1300
y (mm)	200	275
<b>Geser 1 arah</b>		
Arah X		
d (mm)	217	217
X (mm)	83	158
d' (mm)	151.17	240.63
Q ult (kN/m <sup>2</sup> )	511.19	718.32
Vu (kN)	50.91	147.54
$\phi V_c$	126.68	218.46
Arah Y		
d (mm)	217	217
X (mm)	33	158
d' (mm)	136.7	240.63
Q ult (kN/m <sup>2</sup> )	511.19	718.32
Vu (kN)	20.24	147.54
$\phi V_c$	114.56	218.46
<b>Geser 2 arah</b>		
A' (m <sup>2</sup> )	0.80	1.06
B0 (mm)	3468	3068
Vu (kN)	409.27	764.94
Vc1 (kN)	1324.95	2062.25
Vc2 (kN)	892.19	1724.20
Vc3 (kN)	947.57	1334.40
$\phi V_c$	892.19	1334.40
<b>Tulangan Lentur</b>		
L (mm)	300	375
Mu (kNm)	27.60	65.66
p perlu	0.00131	0.00291
As min (mm <sup>2</sup> )	648	702
As perlu (mm <sup>2</sup> )	340.19	820.10
S (mm)	204.92	161.91
Digunakan	D13-200	D13-150
<b>Tulangan Susut</b>		
Digunakan diameter	10	10
S (mm)	121.25	95.81
Digunakan	D10-100	D10-75