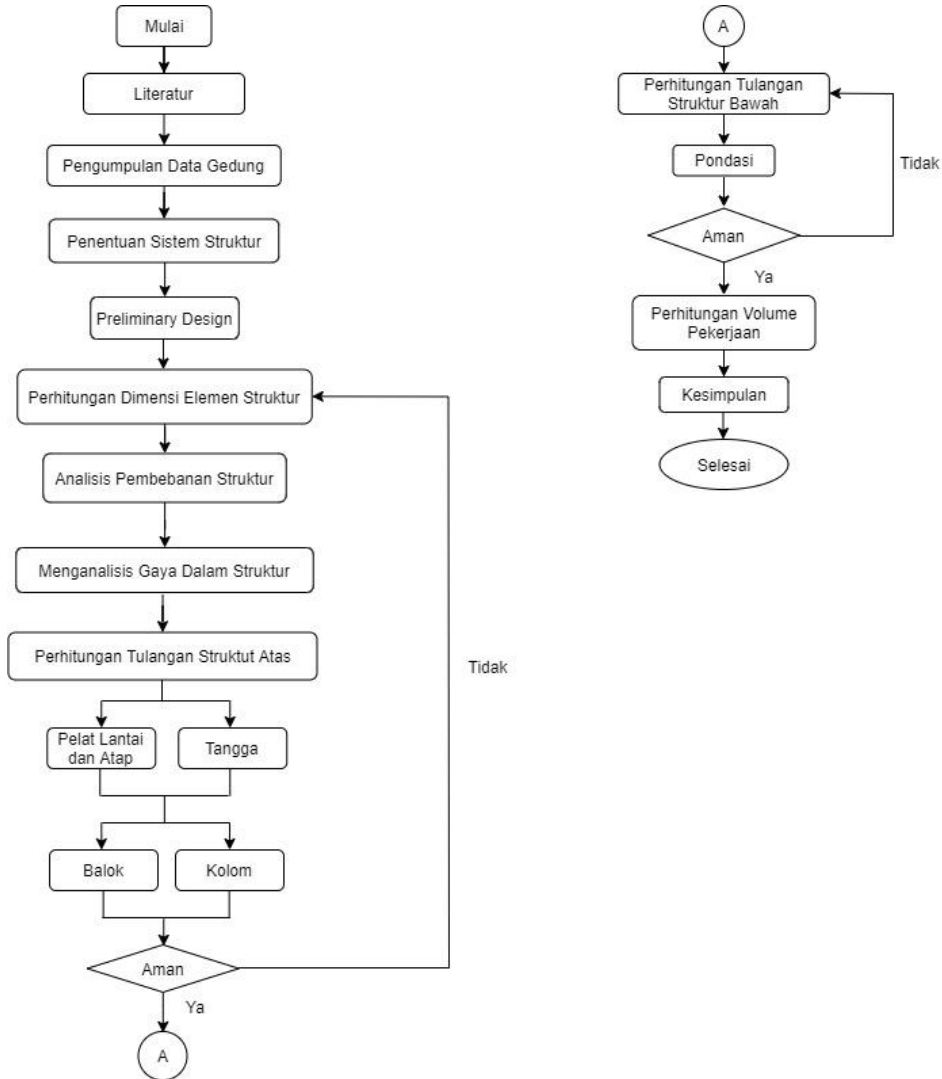


BAB III METODOLOGI DESAIN

3.1 Diagram Alir Desain Struktur



Gambar 3.1 Diagram Alir Perencanaan Struktur

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Pada gambar 3.1 merupakan langkah-langkah perencanaan struktur yang dimulai dari penyusunan studi literatur dan dilanjutkan pengumpulan data-data gedung yang dibutuhkan. Setelah data yang dibutuhkan sudah lengkap terkumpul kemudian menentukan sistem struktur yang bekerja pada gedung. Kemudian masuk pada tahap *preliminary design* yaitu menentukan dimensi elemen-elemen struktur lalu menentukan beban-beban yang akan bekerja pada struktur, baik beban mati dan

beban hidup. Kemudian tahap selanjutnya menganalisis gaya dalam struktur. Setelah mengetahui gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur kemudian menghitung tulangan struktur bagian atas yaitu pelat lantai hingga pelat atap, tangga, balok, dan kolom. Jika tulangan elemen struktur atas sudah aman memenuhi syarat, maka dapat lanjut ke perhitungan tulangan struktur bagian bawah yaitu perhitungan tulangan pondasi. Jika tulangan pondasi yang dipilih sudah aman memenuhi syarat, maka semua tulangan yang dibutuhkan struktur dari atas hingga bawah sudah dipenuhi. Selanjutnya pada tahap akhir yaitu menghitung volume pekerjaan struktur gedung lalu diberi kesimpulan dan selesai. Langkah-langkah perencanaan struktur dapat dilihat melalui gambaran diagram alir pada gambar 3.1 dibawah ini.

3.2 Permodelan Struktur dan Pengumpulan Data

Permodelan struktur pada perencanaan ini akan dirincikan pada tabel 3.1 dibawah ini:

Tabel 3.1. Informasi model bangunan yang akan dianalisis

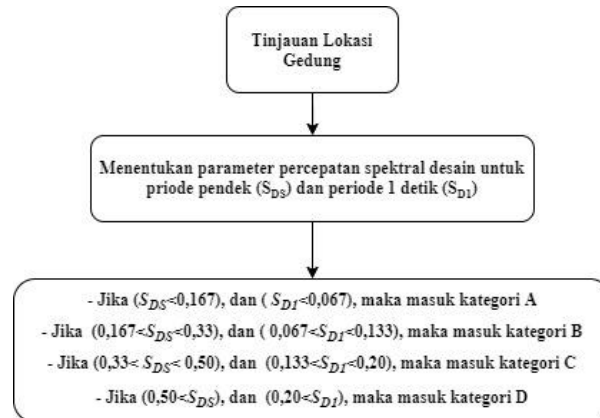
1.	Fungsi bangunan	Perkantoran
2.	Letak bangunan	Jakarta Barat
3.	Jenis tanah dasar	Tanah sedang
4.	Jumlah lantai	5 lantai
5.	Tinggi bangunan	23 meter
6.	Tinggi tiap lantai	4 meter
6.	Panjang bangunan arah x	17.15 meter
7.	Panjang bangunan arah y	27.2 meter
8.	Mutu beton pada pelat, balok, dan kolom (f_c')	25 MPa
9.	Mutu baja tulangan f_y ($\emptyset < 13$ mm, polos)	420 MPa
10.	Mutu baja tulangan f_y ($\emptyset > 13$ mm, ulir)	420 MPa

(Sumber: Data Pribadi)

3.3 Penentuan Sistem Struktur

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah suatu sistem rangka struktur dimana elemen-elemen struktur dan join-joinnya dapat menahan gaya-gaya yang bekerja

melalui aksi lentur, geser dan aksial untuk daerah yang memiliki resiko gempa. Untuk menentukan sistem rangka pemikul momen yang akan dipakai adalah dengan melihat jenis tanah pada area gedung yang akan dibangun. Berikut merupakan diagram alir untuk menentukan kategori resiko berdasarkan lokasi gedung pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Diagram Alir Penentuan Kategori Resiko

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Langkah awal untuk mengetahui jenis tanah pada area gedung adalah dengan cara menghitung parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) periode 1 detik (S_{DI}) untuk dapat mengetahui kategori desain gempa. Berikut adalah perhitungan untuk mendapat parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) periode 1 detik (S_{DI}):

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,18 \times 0,8 = 0,944$$

$$S_{MI} = F_y \times S_I = 1,9 \times 0,4 = 0,76$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,944 = 0,6293$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} \times S_{MI} = \frac{2}{3} \times 0,76 = 0,5067$$

Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan periode pendek, jika $S_{DS} \geq 0,50$ dan $S_{DI} \geq 0,20$ maka termasuk kategori risiko D.

Setelah mengetahui kategori risiko desain pada gedung, maka sistem rangka pemikul momen struktur dapat ditentukan berdasarkan syarat SNI 1726:2019. Dalam persyaratan tabel sistem pemikul gaya seismik pada SNI 1726:2019, kategori desain seismik tipe D tidak diijinkan untuk menggunakan sistem rangka

pemikul momen menengah dan biasa. Kategori desain seismik tipe D harus menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK), dapat dilihat pada tabel 3.2 dibawah ini.

Tabel 3.2 Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Rangka Pemikul Momen Beton Bertulang	Koefisien modifikasi respons (R)	Faktor kuat lebih sistem (Ω)	Faktor pembesaran defleksi (Cd)	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
Khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
Menengah	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
Biasa	3	3	2.5	TB	TI	TI	TI	TI

(Sumber: SNI 1726-2019)

Maka pemilihan sistem rangka pemikul momen struktur pada desain ini adalah menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Salah satu dari metode untuk membangun suatu bangunan dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) ini adalah dengan menggunakan konsep perencanaan Desain Kolom Kuat Balok Lemah (*strong column weak beam*) dengan penggunaan gaya geser rencana yang bukan menggunakan gaya geser struktur portal, namun berdasarkan pada momen-momen yang digunakan untuk pemilihan tulangan lentur, sehingga menghasilkan gaya geser rencana yang lebih besar.

Penggunaan SRPMK dalam desain berarti komponen struktur akan retak Ketika terkena gempa rencana. Oleh karena itu, momen inersia dan luas komponen struktur dihitung berdasarkan Tabel 6.6.3.1.1(a) SNI 2847-2019.

Desain Kolom Kuat Balok Lemah:

Konsep perencanaan desain kolom kuat balok lemah merupakan salah satu cara desain struktur dengan cara membuat sistem struktur yang daktail yang mampu berdeformasi saat terjadi gempa pada jenis perencanaan SRPMK. Kolom pada suatu bangunan bertingkat adalah elemen struktur yang sangat penting yang

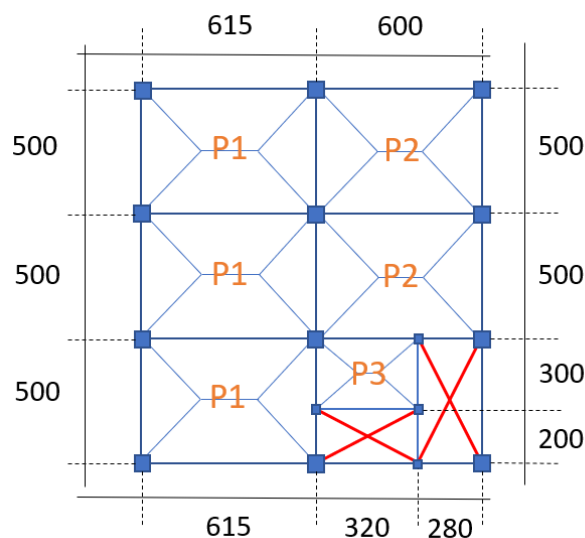
menopang balok, dan seluruh beban lantai sehingga kerusakan pada kolom harus dihindari. Jika terjadi kolom runtuh, semua sistem struktur diatas juga ikut runtuh. Tapi jika elemen balok yang didesain daktail yang mengalami kerusakan lebih dulu, maka tidak akan terjadi keruntuhan total karena kolom masih dapat bertahan. Berdasarkan konsep diatas, maka desain *strong column weak beam* disarankan untuk digunakan sehingga jika pada suatu saat terjadi guncangan yang besar, kolom masih bertahan sehingga manusia yang berada di dalam gedung masih mempunyai waktu untuk menyelamatkan diri sebelum bangunan akan runtuh total.

3.4 Preliminary Design

Preliminary design atau perancangan awal untuk perancangan elemen struktur balok, pelat, dan kolom didasarkan pada peraturan SNI 2847-2019 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan.

3.4.1 Desain Dimensi Pelat

Pada desain dimensi pelat gedung ini dibagi menjadi 3 tipe pelat, yaitu pelat tipe P1, P2, dan P3. Pembagian tipe pelat ini dipilih berdasarkan ukuran pelat dari terbesar hingga ukuran terkecil. Pelat tipe P1 untuk ukuran 6,15 m × 5 m. Pelat tipe P2 untuk ukuran 6 m × 5 m. Pelat tipe P3 untuk ukuran 3,2 m × 3 m. Untuk lebih jelasnya dapat lihat pada gambar 3.3.



Gambar 3.3 Denah Pelat Lantai

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Pelat Dua Arah (*Two-way slab*):

Menentukan tebal pelat ($h_{\min} \geq \frac{Ln(0.8 + \frac{F_y}{1500})}{(36 + 9\beta)}$)

1. Menghitung ketebalan pelat P1:

$$h = \frac{6150(0.8 + \frac{420}{1500})}{(36 + 9(1.23))} = 141.1 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

2. Menghitung ketebalan pelat P2:

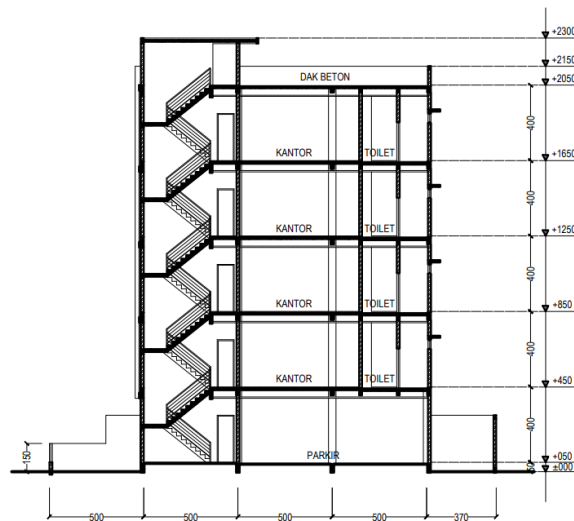
$$h = \frac{6000(0.8 + \frac{420}{1500})}{(36 + 9(1.2))} = 138 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

3. Menghitung ketebalan pelat P3:

$$h = \frac{3200(0.8 + \frac{420}{1500})}{(36 + 9(1.067))} = 70.23 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

Untuk desain tebal pelat diambil yang paling tebal yaitu **150 mm**.

3.4.2 Desain Dimensi Tangga



Gambar 3.4 Denah Potongan Gedung

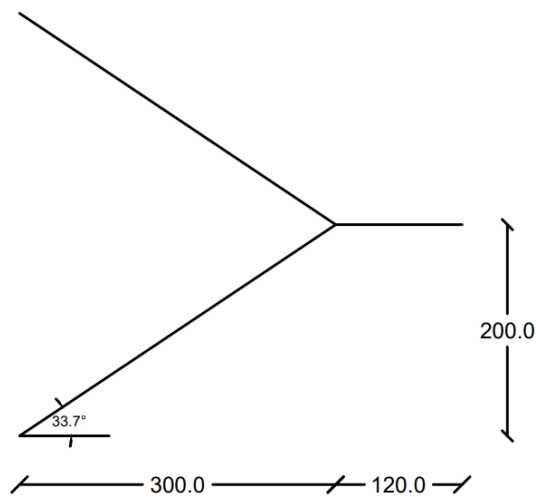
(Sumber: Dokumen Pribadi)

Pada gambar 3.4, gambar 3.5, dan gambar 3.6 dapat dilihat sebuah gambar potongan dengan desain tangga tipikal dengan satu bordes untuk setiap lantai.

Berikut dibawah ini adalah data tangga yang ditentukan:

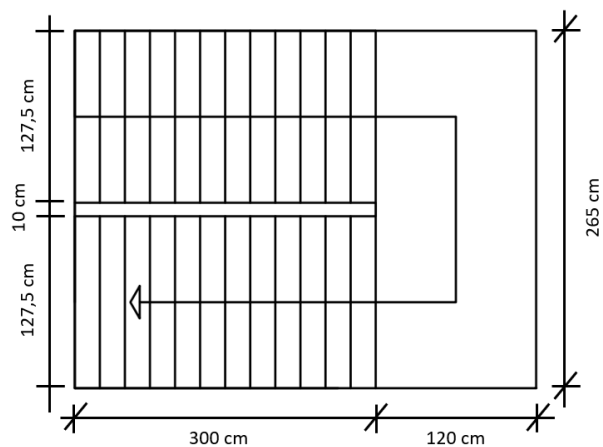
1. Perbedaan elevasi lantai (h) = 400 cm
2. Lebar tangga (L_t) = 127.5 cm

3. Lebar bordes (Lb) = 265 cm
4. Lebar Antrede = 27.25 cm (syarat : $26 \text{ cm} < A < 35 \text{ cm}$)
5. Tinggi Optrede = 18.2 cm (syarat : $15 \text{ cm} < O < 20 \text{ cm}$)
6. Jumlah anak tangga = $\frac{h}{o} = \frac{400}{18.2} = 21.97 \approx 22$ anak tangga
7. Jumlah Antrede = 22 buah
8. Jumlah Optrede = 22 buah
9. Sudut elevasi tangga = $(\alpha) = \tan^{-1}(18.2 \text{ cm}/27.25 \text{ cm}) = 33.7^\circ$
10. Syarat kemiringan tangga = $25^\circ < 33.7^\circ < 40^\circ$ (OK)



Gambar 3.5 Denah Potongan Tangga

(Sumber: Dokumen Pribadi)



Gambar 3.6 Denah Tampak Atas Tangga

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Perencanaan tebal pelat tangga (pelat satu arah):

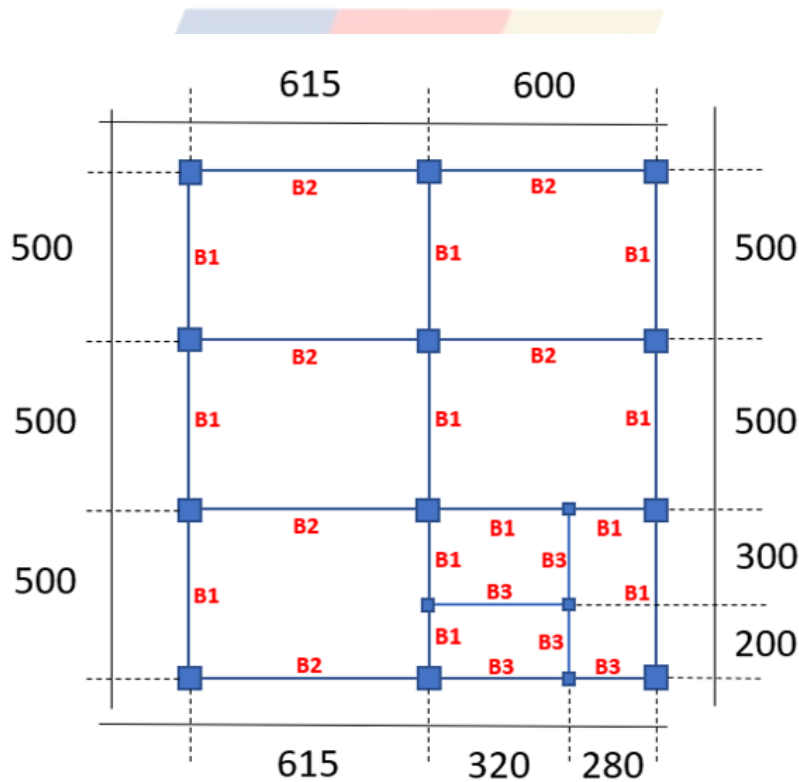
Untuk tebal minimum pelat satu arah tumpuan sederhana menggunakan rumus:

$$h_{\min} = \frac{L}{20} \times \left(0.4 + \frac{F_y}{700}\right) = \frac{\sqrt{3000^2 + 2000^2}}{20} \times \left(0.4 + \frac{240}{700}\right) = 133,9186 \approx 140 \text{ mm}$$

Untuk perencanaan tebal pelat tangga dan tebal pelat bordes yaitu **14 cm**.

3.4.3 Desain Dimensi Balok

Pada perencanaan desain dimensi balok gedung ini dibagi menjadi 3 tipe balok, yaitu B1 pada panjang bentang 5 m, B2 pada panjang bentang 6,15 m dan 6 m, dan B3 pada panjang bentang 3,2 m dan 2,8 m. Untuk detailnya dapat dilihat pada gambar 3.7.

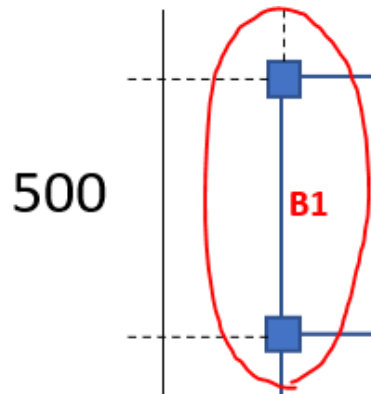


Gambar 3.7 Denah Balok Lantai 1-5

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Sesuai dengan SNI 2847-2019 pasal 9.3.1.1, menentukan dimensi balok dengan bentang seperti pada gambar 3.8 sampai 3.10 adalah sebagai berikut:

1. Panjang bentang 500 cm



Gambar 3.8 Balok Induk 1 (B1)

(Sumber: Dokumen Pribadi)

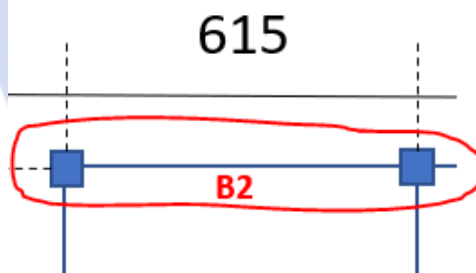
$$L = 500 \text{ cm}$$

$$h = \frac{L}{18.5} = \frac{500}{18.5} = 27.02 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 45 = 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok induk **45/30 cm (B1)**.

2. Panjang bentang 615 cm



Gambar 3.9 Balok Induk 2 (B2)

(Sumber: Dokumen Pribadi)

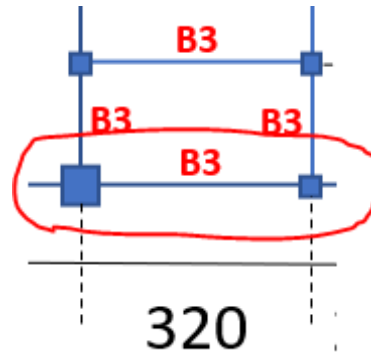
$$L = 615 \text{ cm}$$

$$h = \frac{L}{18.5} = \frac{615}{18.5} = 33.24 \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33.33 \approx 35 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok induk **50/35 cm (B2)**.

3. Panjang bentang 320 cm



Gambar 3.10 Balok Anak (B3)

(Sumber: Dokumen Pribadi)

$$L = 320 \text{ cm}$$

$$h = \frac{L}{21} = \frac{320}{21} = 15.23 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \approx 30 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok anak **40/30 cm (B3)**.

Dari hasil perhitungan dimensi balok, berikut pada tabel 3.3 berupa rekapitulasi dimensi balok.

Tabel 3.3 Rekapitulasi dimensi balok induk dan anak

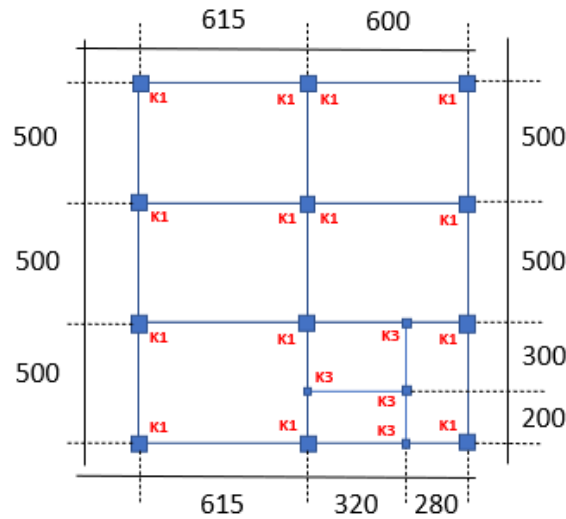
Nama Balok	Dimensi
	(cm)
B1	30/45
B2	35/50
B3	30/40

(Sumber: Data Pribadi)

3.4.4 Desain Dimensi Kolom

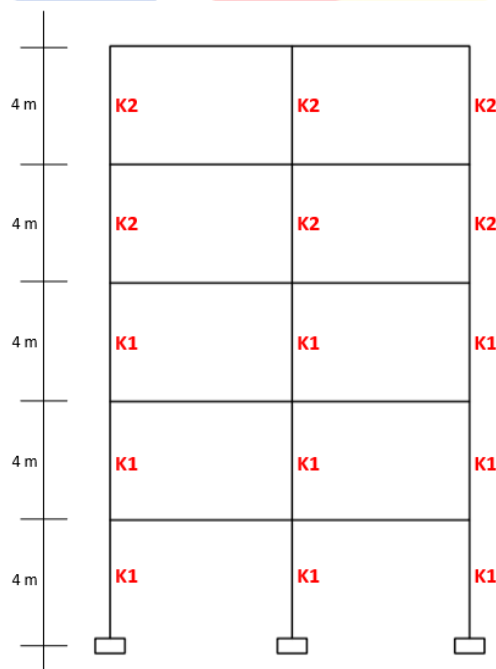
Perencanaan kolom pada gedung ini dibuat menjadi 3 tipe kolom, yaitu K1, K2, dan K3. Untuk kolom utama lantai 1-3 digunakan kolom tipe K1, sedangkan untuk kolom lantai 4-5 digunakan kolom tipe K2. Kolom K3 digunakan untuk semua tingkat lantai dari 1-5. Pembagian tipe kolom ini dipilih berdasarkan berat yang dipikul pada kolom tersebut. Kolom tipe K1 pada lantai dasar hingga lantai 3 menerima beban yang cukup berat dari lantai paling atas hingga bawah maka

dibutuhkan dimensi yang cukup besar. Kolom K2 pada bagian lantai 4 hingga lantai 5 hanya menerima beban yang ada pada lantai 4 hingga dak atap maka diasumsikan dimensi kolom lebih kecil dari K1 yang menerima beban lebih besar. Kolom K3 merupakan kolom partisi yang hanya menerima bentang balok yang pendek, maka diasumsikan hanya memakai dimensi kolom yang paling kecil. Dapat dilihat pada gambar 3.11 dan gambar 3.12.



Gambar 3.11 Denah Kolom

(Sumber: Dokumen Pribadi)



Gambar 3.12 Gambar Potongan Kolom

(Sumber: Dokumen Pribadi)

1. Desain kolom K1 dan K2:

Pada perencanaan awal dimensi kolom K1 dan K2, kolom yang terkena pembebanan terbesar adalah kolom yang memikul bentang $615 \text{ cm} \times 500 \text{ cm}$. Kolom K1 merupakan kolom bagian tingkat 1, tingkat 2, dan tingkat 3. Sedangkan untuk kolom K2 merupakan kolom bagian tingkat 4 dan tingkat 5.

Data :

1. Tebal pelat tiap lantai : 15 cm
2. Tinggi setiap lantai : 400 cm
3. Dimensi balok : 35/50 cm dan 30/45 cm

Perhitungan beban mati dan beban hidup untuk mendapat Wu:

1. Beban Mati:

Pelat	: $6,15 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$	=	11070 Kg
Plafon	: $6,15 \times 5 \times 7 \text{ Kg/m}^2$	=	215,25 Kg
Penggantung	: $6,15 \times 5 \times 11 \text{ Kg/m}^2$	=	338,25 Kg
Balok B1	: $5 \times 0,3 \times 0,45 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$	=	1620 Kg
Balok B2	: $6,15 \times 0,35 \times 0,5 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$	=	2583 Kg
Plumbing	: $6,15 \times 5 \times 10 \text{ Kg/m}^2$	=	307,5 Kg
Sanitasi	: $6,15 \times 5 \times 20 \text{ Kg/m}^2$	=	615 Kg
Keramik	: $6,15 \times 5 \times 15 \text{ Kg/m}^2$	=	461,25 Kg
Total beban mati tiap lantai		=	17210,25 Kg
Total beban mati 2 tingkat ($17210,25 \times 2$ tingkat)		=	34420,5 Kg
Total beban mati 5 tingkat ($17210,25 \times 5$ tingkat)		=	86051,25 Kg

2. Beban Hidup:

Atap	: $6,15 \times 5 \times 100 \text{ Kg/m}^2 \times 1$ tingkat	=	3075 Kg
Lantai	: $6,15 \times 5 \times 250 \text{ Kg/m}^2 \times 2$ tingkat	=	15375 Kg
	$6,15 \times 5 \times 250 \text{ Kg/m}^2 \times 5$ tingkat	=	38437,5 Kg
Total beban hidup 2 tingkat		=	18450 Kg
Total beban hidup 5 tingkat		=	41512,5 Kg

3. Total beban terfaktor:

$$\begin{aligned}W_u \text{ 2 tingkat} &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2(34420,5 \text{ Kg}) + 1,6(18450 \text{ Kg}) \\ &= 41304,6 \text{ Kg} + 29520 \text{ Kg} \\ &= 70824,6 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_u \text{ 5 tingkat} &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2(86051,25 \text{ Kg}) + 1,6(41512,5 \text{ Kg}) \\ &= 103261,5 \text{ Kg} + 66420 \text{ Kg} \\ &= 169681,5 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Penentuan dimensi kolom:

1. Kolom K1:

Mutu beton yang digunakan pada kolom adalah 25 MPa = 255 Kg/cm²

$$\text{Rencana awal} : A \geq \frac{W_u}{0,2fc'} = \frac{169681,5}{0,2 \times 25} = 3327,09 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Dimensi kolom} &: b^2 = 3327,09 \text{ cm}^2 \\ &b = 57,7 \approx 60 \text{ cm}\end{aligned}$$

Dipakai dimensi kolom sebesar **60/60 cm**.

2. Kolom K2:

Mutu beton yang digunakan pada kolom adalah 25 MPa = 255 Kg/cm²

$$\text{Rencana awal} : A \geq \frac{W_u}{0,2fc'} = \frac{70824,6}{0,2 \times 255} = 1388,72 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Dimensi kolom} &: b^2 = 1388,72 \text{ cm}^2 \\ &b = 37,27 \approx 45 \text{ cm}\end{aligned}$$

Dipakai dimensi kolom sebesar **45/45 cm**.

2. Desain kolom K3:

Pada perencanaan awal dimensi kolom K3, kolom yang terkena pembebanan terbesar adalah kolom yang memikul bentang 320 cm × 300 cm. Kolom K3 digunakan untuk lantai 1 hingga lantai 5.

Data :

1. Tebal pelat tiap lantai : 15 cm
2. Tinggi setiap lantai : 400 cm
3. Dimensi balok : 20/30 cm

Perhitungan beban mati dan beban hidup untuk mendapat Wu:

1. Beban Mati:

Pelat	: $3,2 \times 3 \times 0,15 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$	= 3456 Kg
Plafon	: $3,2 \times 3 \times 7 \text{ Kg/m}^2$	= 67,2 Kg
Penggantung	: $3,2 \times 3 \times 11 \text{ Kg/m}^2$	= 105,6 Kg
Balok B3	: $3,2 \times 0,2 \times 0,3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$	= 460,8 Kg
Balok B2	: $3 \times 0,2 \times 0,3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$	= 432 Kg
Plumbing	: $3,2 \times 3 \times 10 \text{ Kg/m}^2$	= 96 Kg
Sanitasi	: $3,2 \times 3 \times 20 \text{ Kg/m}^2$	= 192 Kg
Keramik	: $3,2 \times 3 \times 15 \text{ Kg/m}^2$	= 144 Kg
Total beban mati tiap lantai		= 4953,6 Kg
Total beban mati 5 tingkat ($4953,6 \times 5$ tingkat)		= 24768 Kg

2. Beban Hidup:

Atap	: $3,2 \times 3 \times 100 \text{ Kg/m}^2 \times 1$ tingkat	= 960 Kg
Lantai	: $3,2 \times 3 \times 250 \text{ Kg/m}^2 \times 5$ tingkat	= 12000 Kg
Total beban hidup 5 tingkat		= 12960 Kg

3. Total beban terfaktor:

$$\begin{aligned} \text{Wu 5 tingkat} &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\ &= 1,2(24768 \text{ Kg}) + 1,6(12960 \text{ Kg}) \\ &= 29721,6 \text{ Kg} + 20736 \text{ Kg} \\ &= 50457,6 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Penentuan dimensi kolom:

Kolom K3:

Mutu beton yang digunakan pada kolom adalah 25 MPa = 255 Kg/cm²

$$\text{Rencana awal} \quad : A \geq \frac{W_u}{0,2f_c'} = \frac{50457,6}{0,2 \times 255} = 989,365 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi kolom} \quad : b^2 = 989,365 \text{ cm}^2$$

$$b = 31,45 \approx 35 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi kolom sebesar **35/35 cm**.

Dari hasil perhitungan dimensi kolom, berikut pada tabel 3.4 berupa rekapitulasi dimensi kolom.

Tabel 3.4 Rekapitulasi dimensi kolom

Nama Kolom	Dimensi
	(cm)
K1	60/60
K2	45/45
K3	35/35

(Sumber: Dokumen Pribadi)

3.4.5 Desain Pondasi Tiang Pancang

Pemilihan tipe pondasi pada perencanaan ini dipertimbangkan dari jenis tanah pada area gedung, dari aspek ketinggian gedung, dan dari berat beban struktur gedung, maka tipe pondasi yang dipilih adalah pondasi tiang pancang dengan penampang tiang berbentuk lingkaran berdiameter 40 cm.

Adapun spesifikasi dari tiang pancang tersebut adalah:

1. Mutu beton (f_c') = 25 MPa
2. Mutu baja (f_y) = 420 MPa
3. Ukuran = \emptyset 40cm
4. Luas Penampang = 1256.64 cm²
5. Keliling = 125,66 cm

3.4.5.1 Perhitungan Daya Dukung Izin Tiang Pancang

Berdasarkan daya dukung tanah:

Berikut analisis perhitungan daya dukung izin tiang berdasarkan data N SPT (Mayerhof) pada kedalaman tertentu dibawah permukaan tanah.

Dengan kebutuhan data sebagai berikut:

Diameter tiang = 400 mm

$$A_p = \frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4}\pi \times 0,4^2 = 0,1257 \text{ m}^2$$

N = 15

l_i	= 1,5 m
f_i	= untuk pasir $f_i = N/5$ dengan $f_{i,max} = 10 \text{ t/m}^2$ dan untuk lanau/lempung $f_i = N$ dengan $f_{i,max} = 12 \text{ t/m}^2$.
A_{st}	= $2\pi r = 2\pi \times 0,2 = 1,257 \text{ m}^2$
q_c	= untuk pasir $q_c = 40.N$ dan untuk lanau/lempung $q_c = 20.N$
SF1	= faktor keamanan 3
SF2	= faktor keamanan 5

Analisis daya dukung izin tiang pancang berdasarkan data N SPT dihitung menggunakan persamaan dari Mayerhof :

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{SF1} + \frac{\sum l_i \times f_i \times A_{st}}{SF2}$$

3.4.5.2 Perhitungan Jumlah Tiang

Jumlah tiang pancang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial perlu kolom lantai dasar pada ujung joint bawah dengan gaya dukung tiang. Beban aksial P_u diambil melalui *software* SAP2000.

Perhitungan:

1. Estimasi jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{P_u}{P_{ijin}}$$

Dalam perhitungan ini, nilai P_u yang digunakan adalah beban aksial tak berfaktor.

2. Jarak antar tiang:

$2,5D \leq S \leq 4D$, dimana D adalah dimensi tiang pancang persegi.

3. Jarak antar tiang ketepi pile cap:

$1,5D \leq S \leq 2D$, dimana D adalah dimensi tiang pancang persegi.

4. Ketebalan pile cap:

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 13.4.2.1, bahwa ketebalan total pile cap harus didesain sehingga tinggi efektif (d) pile cap harus lebih besar sama dengan 300 mm.

3.4.5.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Dihitung:

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(n-1).m+(m-1).n}{90.m.n}$$

$$P_{total} = E_g \times n_p \times P_{ijin}$$

Jika

$P_{total} > P_u$ maka perencanaan jumlah tiang mampu menahan beban aksial yang dipikul.

3.4.5.4 Perhitungan Jumlah Tiang pada Setiap Titik Kolom

Untuk perhitungan detail jumlah tiang pada titik kolom akan didetailkan pada BAB 4 tentang perhitungan struktur pondasi. Perhitungan jumlah tiang yang dibutuhkan pada setiap titik kolom gedung akan menggunakan aplikasi *Microsoft Excel* sebagai berikut:

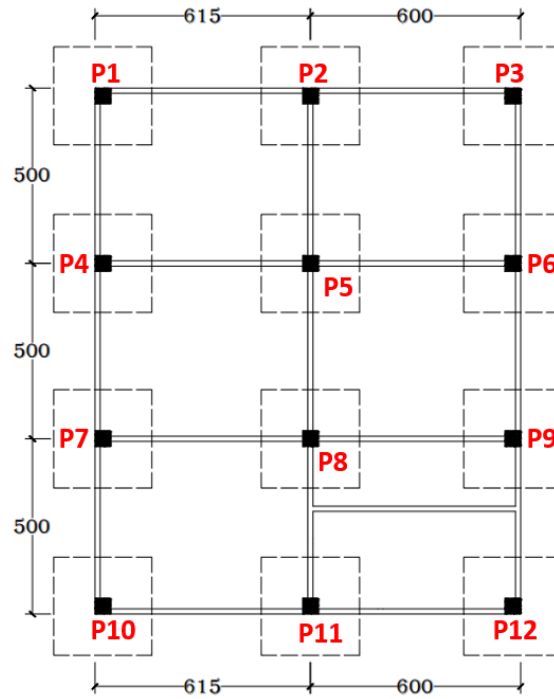
1. Data daya dukung izin tiang pancang berdasarkan data N-SPT, jenis tanah dan nilai N-SPT diasumsikan dengan jenis tanah lanau, dan untuk nilai N-SPT sebesar 15. Asumsi data jenis tanah dan nilai N-SPT diambil dari jurnal (Padagi dkk, 2015).

Tabel 3.5 Data daya dukung izin tiang pancang berdasarkan data N-SPT

Depth (m)	L_i (m)	Jenis Tanah	N-SPT	q_c (t/m ²)	A_p (m ²)	A_{st} (m ²)	f_i (t/m ²)	$l_i.f_i$ (t/m)	$\sum l_i.f_i$ (t/m)	P_a (ton)
1,5	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	18	17.09
3	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	36	21.61
4,5	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	54	26.14
6	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	72	30.66
7,5	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	90	35.19
9	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	108	39.71
10,5	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	126	44.23
12	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	144	48.76
13,5	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	162	53.28
15	1.5	lanau	15	300	0.1257	1.257	12	18	180	57.81

(Sumber: Dokumen Pribadi)

2. Penentuan 12 titik pondasi seperti pada Gambar 3.13



Gambar 3.13 Denah Pondasi

(Sumber: Dokumen Pribadi)

3. Perhitungan kebutuhan jumlah tiang pada 12 titik pondasi:

Tabel 3.6 Perhitungan kebutuhan jumlah tiang pada 12 titik pondasi

Nama Kolom	Axial	P ijin	n	Tiang yang dipakai	Jarak antar tiang	Jarak tiang ke pilecap	Tebal Pilecap	Pu + berat pilecap	Cek kembalin	Tiang yang dipakai
P1	682.07	578.053	1.18	2	1.4	0.7	0.5	776.154	1.343	2
P2	1061.2	578.053	1.836	4	1.2	0.7	0.7	1223.445	2.116	4
P3	1062.8	578.053	1.836	4	1.2	0.7	0.7	1224.994	2.119	4
P4	681.19	578.053	1.178	2	1.4	0.7	0.5	775.266	1.341	2
P5	1050.7	578.053	1.818	4	1.2	0.7	0.7	1212.94	2.098	4
P6	1437.5	578.053	2.487	4	1.2	0.7	0.7	1599.717	2.767	4
P7	1742.9	578.053	3.015	5	1	0.6	1	1988.69	3.440	5
P8	1113.34	578.053	1.926	4	1.2	0.7	0.7	1275.575	2.207	4
P9	550.15	578.053	0.952	2	1.4	0.7	0.5	644.226	1.115	2
P10	932.89	578.053	1.614	4	1.2	0.7	0.7	1095.127	1.895	4
P11	1039.3	578.053	1.798	4	1.2	0.7	0.7	1201.554	2.079	4
P12	671.5	578.053	1.162	2	1.4	0.7	0.5	765.576	1.324	2

(Sumber: Data Olahan Pribadi)

4. Perhitungan efisiensi kelompok tiang:

Tabel 3.7 Perhitungan Efisiensi Kelompok Tiang

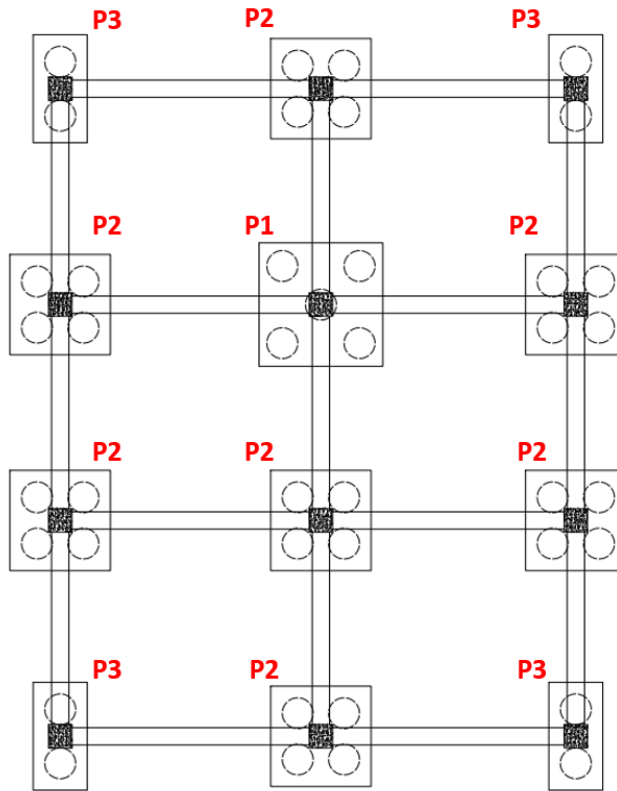
Tiang yang dipakai	arc tg (D/S)	m (Jumlah tiang kolom)	n (Jumlah tiang baris)	Efisiensi Kelompok Tiang	P total	Cek
2	15.9454	2	1	0.9114144	1053.692	AMAN
4	18.435	2	2	0.7951667	1838.594	AMAN
4	18.435	2	2	0.7951667	1838.594	AMAN
2	15.9454	2	1	0.9114144	1053.692	AMAN
4	18.435	2	2	0.7951667	1838.594	AMAN
4	18.435	2	2	0.7951667	1838.594	AMAN
5	21.8	2	2	0.7577778	2190.179	AMAN
4	18.435	2	2	0.7951667	1838.594	AMAN
2	15.9454	2	1	0.9114144	1053.692	AMAN
4	18.435	2	2	0.7951667	1838.594	AMAN
4	18.435	2	2	0.7951667	1838.594	AMAN
2	15.9454	2	1	0.9114144	1053.692	AMAN

(Sumber: Data Olahan Pribadi)

Berdasarkan perhitungan penentuan jumlah tiang dan perhitungan efisiensi kelompok diatas, terlihat bahwa ada 3 tipe pondasi yang dibutuhkan, yaitu sebagai berikut:

1. Tipe Pondasi Pertama (P1) = 5 tiang pancang
2. Tipe Pondasi Kedua (P2) = 4 tiang pancang
3. Tipe Pondasi Ketiga (P3) = 2 tiang pancang

Dari ketiga tipe pondasi tersebut dihitung pengecekan efisiensi kelompok tiang dan diperoleh hasil bahwa kapasitas kelompok tiang pancang yang direncanakan lebih besar dari beban yang dipikul. Maka dapat disimpulkan perencanaan efisien kelompok tiang jumlah tiang pancang sudah aman. Untuk denah pondasi berdasarkan tiga tipe pondasi dapat dilihat pada Gambar 3.14.



Gambar 3.14 Denah Pondasi Berdasarkan 3 Tipe Pondasi

(Sumber: Dokumen Pribadi)

3.5 Analisis Pembebanan Struktur

Perhitungan pembebanan disesuaikan dengan jenis beban-beban yang bekerja pada struktur dengan mengikuti peraturan SNI 1727-2018 mengenai "Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain". Beban yang diperhitungkan adalah beban hidup dan beban mati. Berikut adalah rincian pembebanan struktur yang bekerja:

1. Beban Mati:

1. Berat jenis beton = 2400 Kg/m³
2. Berat dinding ½ bata = 250 Kg/m³
3. Plafon = 11 Kg/m³
4. Penggantung = 7 Kg/m³
5. Keramik = 15 Kg/m³
6. Plumbing = 10 Kg/m³
7. Sanitasi = 20 Kg/m³

2. Beban Hidup:

1. Beban untuk perkantoran = 250 Kg/m³
2. Beban hidup untuk dak = 100 Kg/m³
3. Beban hidup untuk parkir = 800 Kg/m³

3. Beban Gempa:

1. Parameter Beban Gempa:

1. Kategori risiko : II
2. Faktor keutamaan gempa (I_e) : 1,0
3. Percepatan batuan dasar periode pendek (S_s) : 0,8 g
4. Percepatan batuan dasar periode 1 detik (S_1) : 0,4 g
5. Klasifikasi situs tanah : Tanah Sedang
6. Faktor amplikasi periode pendek (F_a) : 1,18
7. Faktor amplikasi periode 1 detik (F_y) : 1,9
8. Parameter respon spektral periode pendek (S_{MS}) : 0,944
9. Parameter respon spektral periode 1 detik (S_{M1}) : 0,76
10. Parameter respon spektral desain pendek (S_{DS}) : 0,6293
11. Parameter respon spektral desain 1 detik (S_{D1}) : 0,5067

2. Penentuan Sistem Struktur:

1. Pemilihan sistem struktur : Rangka pemikul momen khusus
2. Koefisien modifikasi respons (R) : 8
3. Faktor kuat lebih system (Ω_0) : 3
4. Koefisien Amplifikasi Defleksi : 5,5

3. Periode Fundamental Struktur:

1. Tipe struktur : Rangka beton pemikul momen
2. Koefisien C_t : 0,0466 (Berdasarkan tabel 2.10)
3. Tinggi bangunan (h_n) : 23 meter
4. Koefisien x : 0,9 (Berdasarkan tabel 2.10)
5. Periode fundamental pendekatan (T_a) :

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 23^{0,9} = 0,7833 \text{ detik}$$

6. Koefisien C_u : 1,4
7. Koefisien respon seismic (C_s) : $C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,5067}{0,7833\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0809$

4. Perhitungan Spektrum Respons Desain:

Untuk mencari spektrum respons desain, maka harus mencari T_o , T_s , dan T_L terlebih dahulu:

$$1) T_o = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_o = 0,2 \times \frac{0,5067}{0,6293}$$

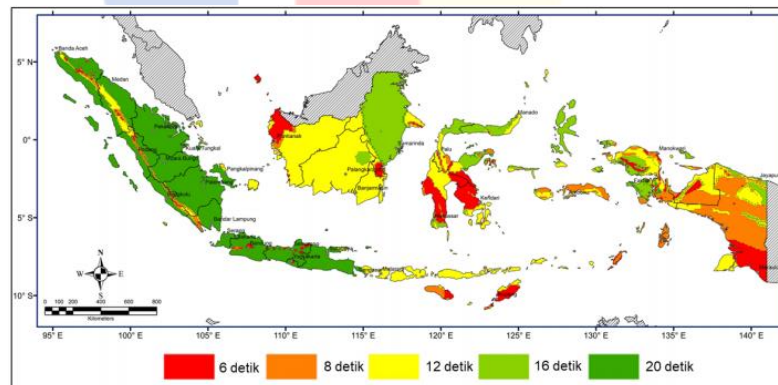
$$T_o = 0,161$$

$$2) T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0,5067}{0,6293}$$

$$T_s = 0,805$$

- 3) T_L dapat dilihat pada peta transisi periode panjang wilayah Jakarta pada gambar 3.15 dibawah ini.



Gambar 3.15 Peta Transisi Periode Panjang (T_L)

(Sumber: SNI 1726-2019)

Untuk transisi periode panjang (T_L) pada wilayah Jakarta, yaitu 20 detik.

Setelah mendapat T_o , T_s , dan T_L , spektrum respons desain dapat dihitung berdasarkan data-data tersebut sesuai dengan rumus berikut ini:

1) Untuk $T < T_o$

$$S_a = S_{DS} \times \left(0,4 + 0,6 \times \frac{T}{T_o} \right)$$

$$S_a = 0,6293 \times \left(0,4 + 0,6 \times \frac{T}{0,161} \right)$$

2) Untuk $T_o \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS}$$

$$S_a = 0,6293$$

3) Untuk $T_s < T \leq T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

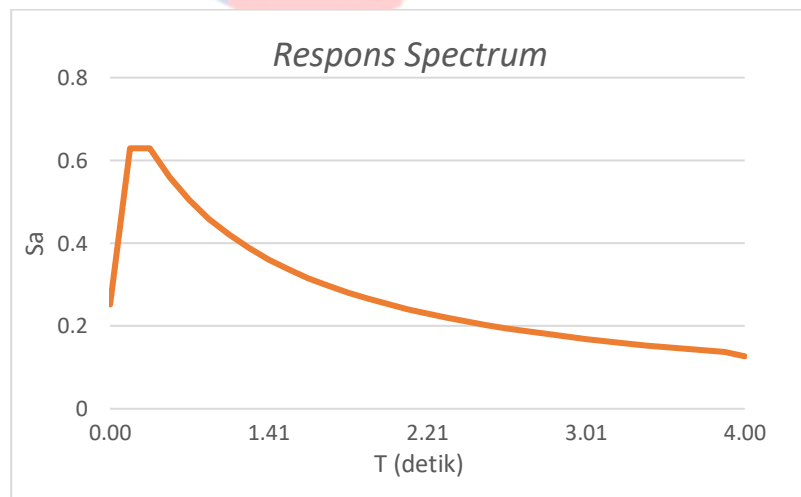
$$S_a = \frac{0,51}{T}$$

4) Untuk $T > T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T}$$

$$S_a = \frac{0,5067 \times 20}{T}$$

Dari ketentuan rumus diatas, dapat dibuat perhitungan dalam excel yang ada pada lampiran A untuk mencari S_a dan mendapat grafik spektrum respons desain seperti pada gambar 3.16.



Gambar 3.16 Grafik Spektrum Respons Desain

(Sumber: Dokumen Pribadi)

5. Perhitungan Berat Seismik Efektif (Wt):

A. Data Bangunan:

a. Dimensi Bangunan:

1. Panjang arah (x) : 17,15 meter
2. Panjang arah (y) : 27,2 meter
3. Tinggi bangunan : 23 meter
4. Tinggi tiap lantai : 4 meter

b. Elemen Struktur:

1. Balok B1 : 30/45 cm
2. Balok B2 : 35/50 cm
3. Balok B3 : 20/30 cm
4. Kolom K1 : 60/60 cm
5. Kolom K2 : 45/45 cm
6. Kolom K3 : 35/35 cm
7. Tebal Pelat : 15 cm

B. Total Beban Bangunan Setiap Lantai:

a. Beban Mati Gedung (Lantai 2):

Tabel 3.8 Beban mati gedung lantai 2

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
Pelat P1	$(6.15 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 3)$	33210
Pelat P2	$(6 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 2)$	21600
Pelat P3	$(3.2 \times 3 \times 0,15 \times 2400)$	3456
Balok B1	$(0,3 \times 0,45 \times 51 \times 2400)$	16524
Balok B2	$(0,35 \times 0,5 \times 36.6 \times 2400)$	15372
Balok B3	$(0,2 \times 0,3 \times 14.2 \times 2400)$	2044.8
Kolom K1	$(0,6 \times 0,6 \times 6 \times 12 \times 2400)$	62208
Kolom K3	$(0,35 \times 0,35 \times 6 \times 4 \times 2400)$	7056
Dinding	$(4 \times 101,8 \times 12 \times 250)$	101800
SIDL P1	$(6.15 \times 5 \times 63 \times 3)$	5811.75
SIDL P2	$(6 \times 5 \times 63 \times 2)$	3780

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
SIDL P3	$(3.2 \times 3 \times 63)$	604.8
Total Beban		273467.35

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Tabel 3.9 Beban mati gedung lantai 3

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
Pelat P1	$(6.15 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 3)$	33210
Pelat P2	$(6 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 2)$	21600
Pelat P3	$(3.2 \times 3 \times 0,15 \times 2400)$	3456
Balok B1	$(0,3 \times 0,45 \times 51 \times 2400)$	16524
Balok B2	$(0,35 \times 0,5 \times 36.6 \times 2400)$	15372
Balok B3	$(0,2 \times 0,3 \times 14.2 \times 2400)$	2044.8
Kolom K1	$(0,6 \times 0,6 \times 4 \times 12 \times 2400)$	41472
Kolom K3	$(0,35 \times 0,35 \times 4 \times 4 \times 2400)$	4704
Dinding	$(4 \times 101,8 \times 250)$	101800
SIDL P1	$(6.15 \times 5 \times 63 \times 3)$	5811.75
SIDL P2	$(6 \times 5 \times 63 \times 2)$	3780
SIDL P3	$(3.2 \times 3 \times 63)$	604.8
Total Beban		250379.35

(Sumber: Dokumen Pribadi)

b. Beban Mati Gedung (Lantai 4 – Lantai 5):

Tabel 3.10 Beban mati gedung lantai 4 sampai lantai 5

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
Pelat P1	$(6.15 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 3) \times 2$	66420
Pelat P2	$(6 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 2) \times 2$	43200
Pelat P3	$(3.2 \times 3 \times 0,15 \times 2400) \times 2$	6912
Balok B1	$(0,3 \times 0,45 \times 51 \times 2400) \times 2$	33048
Balok B2	$(0,35 \times 0,5 \times 36.6 \times 2400) \times 2$	30744
Balok B3	$(0,2 \times 0,3 \times 14.2 \times 2400) \times 2$	4089.6

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
Kolom K2	$(0,45 \times 0,45 \times 4 \times 12 \times 2400) \times 2$	46656
Kolom K3	$(0,35 \times 0,35 \times 4 \times 4 \times 2400) \times 2$	9408
Dinding	$(4 \times 101,8 \times 250) \times 2$	203.600
SIDL P1	$(6.15 \times 5 \times 63 \times 3) \times 2$	11623.5
SIDL P2	$(6 \times 5 \times 63 \times 2) \times 2$	7560
SIDL P3	$(3.2 \times 3 \times 63) \times 2$	1209.6
Total Beban		464470.7

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Tabel 3.11 Beban mati gedung lantai atap

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
Pelat P1	$(6.15 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 3)$	33210
Pelat P2	$(6 \times 5 \times 0,15 \times 2400 \times 2)$	21600
Pelat P3	$(3.2 \times 3 \times 0,15 \times 2400)$	3456
Balok B1	$(0,3 \times 0,45 \times 51 \times 2400)$	16524
Balok B2	$(0,35 \times 0,5 \times 36.6 \times 2400)$	15372
Balok B3	$(0,2 \times 0,3 \times 14.2 \times 2400)$	2044.8
Kolom K2	$(0,45 \times 0,45 \times 2 \times 12 \times 2400)$	11664
Kolom K3	$(0,35 \times 0,35 \times 2 \times 4 \times 2400)$	2352
SIDL P1	$(6.15 \times 5 \times 63 \times 3)$	5811.75
SIDL P2	$(6 \times 5 \times 63 \times 2)$	3780
SIDL P3	$(3.2 \times 3 \times 63)$	604.8
Total Beban		116419.35

(Sumber: Dokumen Pribadi)

c. Beban Hidup Gedung Lantai 1-Atap:

Tabel 3.12 Beban hidup gedung lantai 1 sampai lantai atap

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
Pelat P1	$(6.15 \times 5 \times 0,15 \times 250 \times 3) \times 4$	17296.875
Pelat P2	$(6 \times 5 \times 0,15 \times 250 \times 2) \times 4$	11250

Elemen	Keterangan	Beban (Kg)
Pelat P3	$(3.2 \times 3 \times 0,15 \times 250) \times 4$	1800
Pelat P1 (Atap)	$(6.15 \times 5 \times 0,15 \times 100 \times 3)$	1383.75
Pelat P2 (Atap)	$(6 \times 5 \times 0,15 \times 100 \times 2)$	900
Pelat P3 (Atap)	$(3.2 \times 3 \times 0,15 \times 100)$	144
Balok B3	$(0,2 \times 0,3 \times 2 \times 733 \times 2) \times 5$	879.6
Balok B3	$(0,2 \times 0,3 \times 3.2 \times 733 \times 2) \times 5$	1047.36
Total Beban		35061.585

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Total beban mati dan hidup dari bangunan:

$$\begin{aligned}
 W_t &= DL+LL \\
 &= (2734.7+2503.8+4644.7+1164.2) + \\
 &\quad 350.62 \\
 &= 11047.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Perhitungan Geser Dasar Seismik:

Geser dasar seismik (V), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai persamaan berikut;

$$V = C_s W_t$$

$$V = 0,0809 \times 11047.4 \text{ kN}$$

$$V = 893,291 \text{ Kn}$$

7. Distribusi Vertikal Gaya Gempa:

Distribusi gaya lateral (F_x) yang muncul pada semua tingkat bangunan, ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Untuk menentukan nilai k , harus melalui persyaratan berikut ini:

1. untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$.
2. untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$.
3. untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, $k = 2$ atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

Dengan, nilai $T = 0,7833$ detik

Maka, nilai $k = 1,142$ (hasil interpolasi linear antara 1 dan 2).

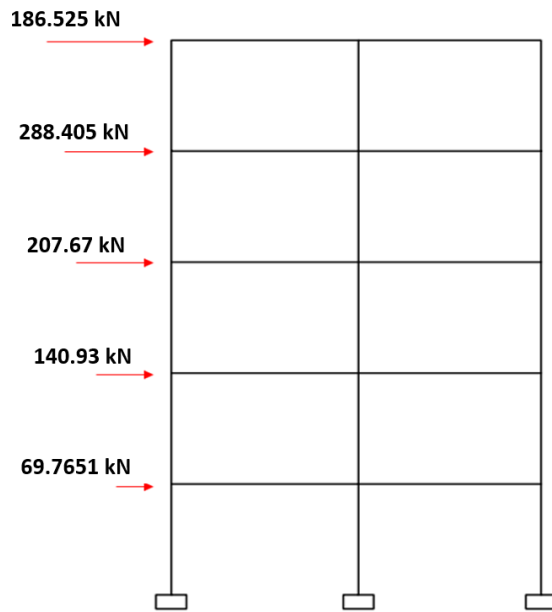
A. Distribusi Vertikal Gaya Gempa pada Arah-X dan Y:

Pada tabel 3.13 merupakan hasil perhitungan distribusi vertikal gaya gempa arah-x dan y menggunakan *Microsoft Excel*, dan pada gambar 3.17 dan 3.18 merupakan visualisasi distribusi vertikal gaya gempa portal arah x dan y.

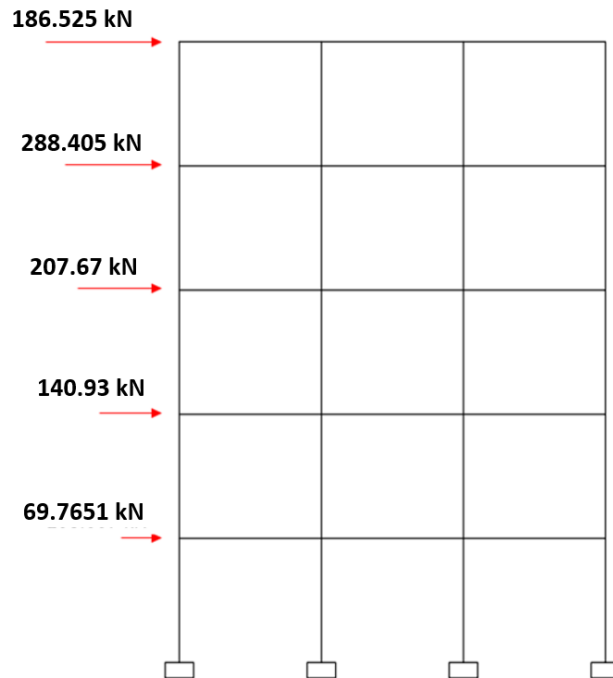
Tabel 3.13 Perhitungan distribusi vertikal gaya gempa arah x dan y

Lantai	h_i (m)	h_i^k (m)	w_i (kN)	$W_x \cdot h_x^k$ (kN.m)	C_v	F_x	F_y
Lantai Atap	20	30.57	1164.2	35591.48	0.20881	186.525	186.525
Lantai 5	16	23.70	2322.35	55031.49	0.32286	288.405	288.405
Lantai 4	12	17.06	2322.35	39625.51	0.23247	207.666	207.666
Lantai 3	8	10.74	2503.8	26891.26	0.15776	140.93	140.93
Lantai 2	4	4.87	2734.7	13312.12	0.0781	69.7651	69.7651
Total				170451.87			

(Sumber: Dokumen Pribadi)



Gambar 3.17 Visualisasi Distribusi Vertikal Gaya Gempa Portal Arah X
(Sumber: Dokumen Pribadi)



Gambar 3.18 Visualisasi Distribusi Vertikal Gaya Gempa Portal Arah Y
(Sumber: Dokumen Pribadi)

3.6 Pemeriksaan Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai yang terjadi disaat penampang struktur retak tidak diijinkan melebihi nilai batasan simpangan antar lantai ijin (Δ_a). Untuk sistem rangka struktur jenis SRPMK, ditetapkan Cd sebesar 5,5. Perhitungan batasan simpangan antar lantai ijin (Δ_a) pada Tabel 2.11 yaitu $0,020h_{sx}$, dengan h_{sx} adalah tinggi elevasi lantai per tingkat. Pada kasus ini, tinggi antar lantai untuk seluruh lantai sebesar 4 m, sehingga perhitungan batasan simpangan izin antar lantai adalah sebagai berikut:

$$\Delta_a = 0,020h_{sx} = 0,020 \times 4 \text{ m} = 0,08 \text{ m} \approx 80 \text{ mm}$$

Maka simpangan antar lantai yang terjadi tidak boleh melebihi nilai batasan simpangan izin yaitu sebesar 80 mm.

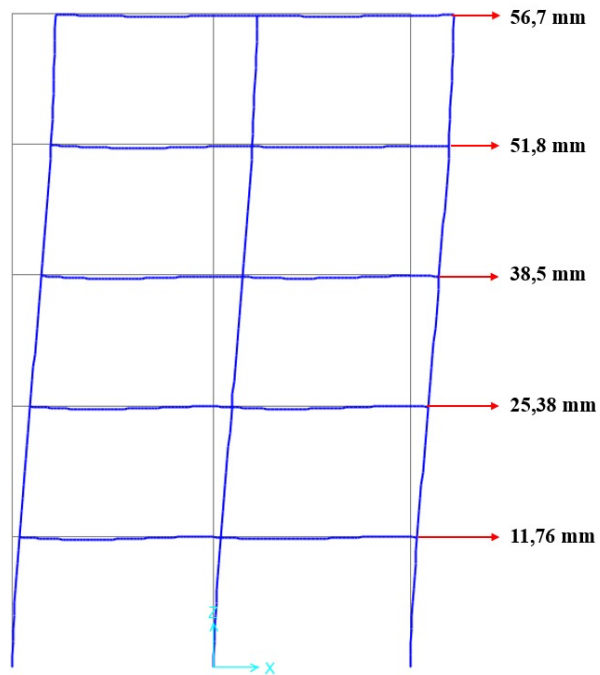
Untuk perhitungan simpangan antar lantai yang terjadi dihitung dengan rumus sebagai berikut:

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

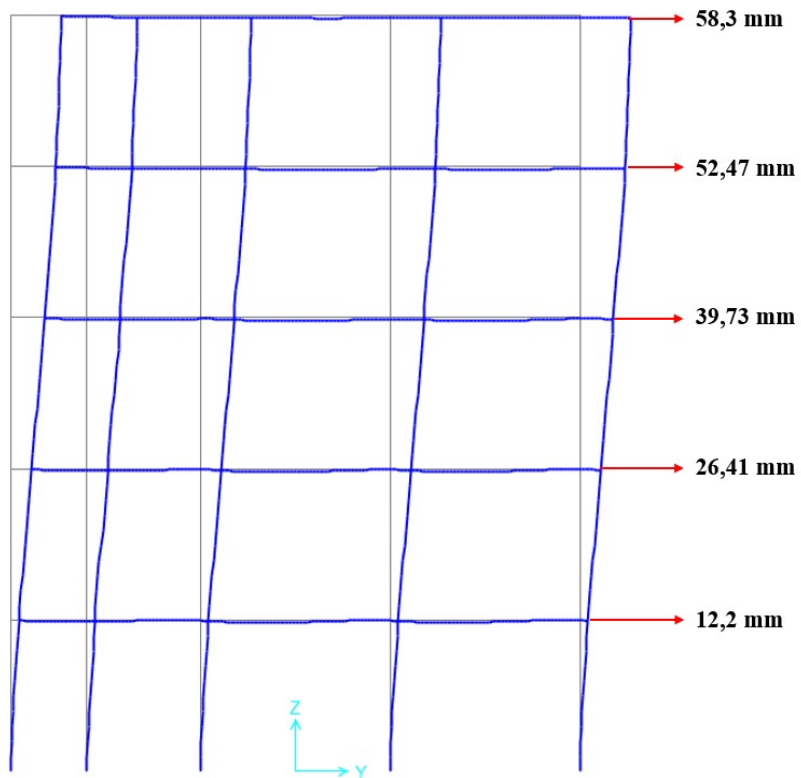
Dengan kombinasi yang terjadi pada gedung tersebut sesuai dengan SNI 1726-2019; Pasal 4.2.3.3 sebagai berikut:

1. $1,0D + 0,7E_v + 0,7E_h$
2. $1,0D + 0,525E_v + 0,525E_h + 0,75L$
3. $0,6D - 0,7E_v + 0,7E_h$

Dari kombinasi yang terjadi didapatkan simpangan antar lantai yang dihitung menggunakan *software* bantuan SAP2000 arah X dan arah Y dapat dilihat pada Gambar 3.19 dan Gambar 3.20.



Gambar 3.19 Simpangan Antar Lantai pada Arah X-Z
(Sumber: Dokumen Pribadi)



Gambar 3.20 Simpangan Antar Lantai pada Arah Y-Z
(Sumber: Dokumen Pribadi)

Dari simpangan antar lantai pada gedung yang didapat, maka akan diperiksa simpangan antar lantai apakah melebihi nilai batasan simpangan izin atau tidak. Berikut adalah perhitungan simpangan akibat gaya gempa desain arah x dan y

a. Simpangan akibat gaya gempa desain arah X

Tabel 3.14 Simpangan akibat gaya gempa desain arah X

Lantai	Tinggi Tingkat	Simpangan Gedung	Simpangan Antar Lantai Arah X-Z	Simpangan Izin	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	20	56,7	26,95	80	Memenuhi
5	16	51,8	73,15	80	Memenuhi
4	12	38,5	72,16	80	Memenuhi
3	8	25,38	74,91	80	Memenuhi
2	4	11,76	64,68	80	Memenuhi
Dasar	0	0	0	0	Memenuhi

(Sumber: Data Olahan Pribadi)

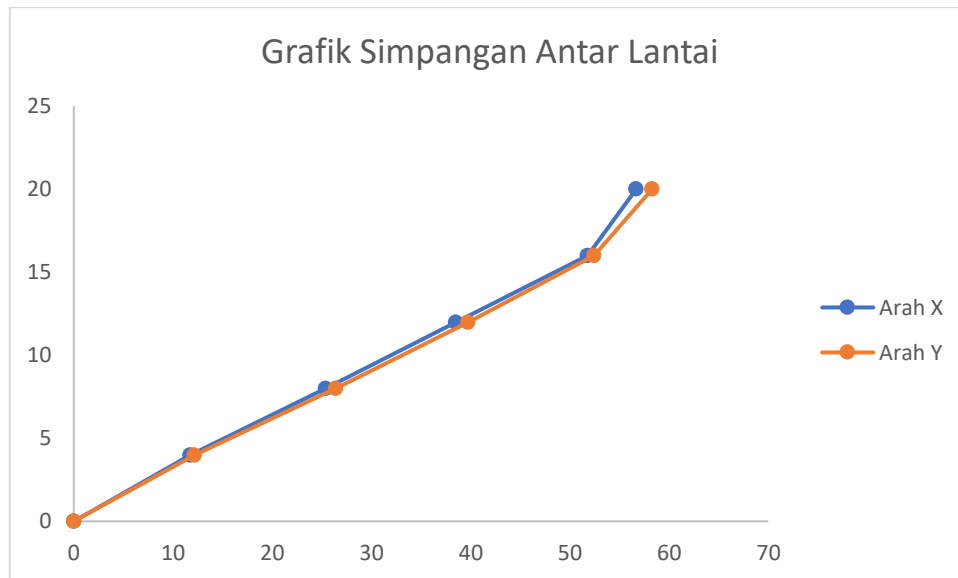
b. Simpangan akibat gaya gempa desain arah Y

Tabel 3.15 Simpangan akibat gaya gempa desain arah Y

Lantai	Tinggi Tingkat	Simpangan Gedung	Simpangan Antar Lantai Arah Y-XZ	Simpangan Izin	Cek
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	20	58,3	32,065	80	Memenuhi
5	16	52,47	70,07	80	Memenuhi
4	12	39,73	73,26	80	Memenuhi
3	8	26,41	78,155	80	Memenuhi
2	4	12,2	67,1	80	Memenuhi
Dasar	0	0	0	0	Memenuhi

(Sumber: Data Olahan Pribadi)

Berikut adalah grafik simpangan antar lantai arah x dan y yang dapat dilihat pada Gambar 3.21.



Gambar 3.21 Grafik Simpangan Arah X dan Y

(Sumber: Dokumen Pribadi)

Dari hasil perhitungan pemeriksaan simpangan antar lantai pada Tabel 3.14 dan Tabel 3.15 dapat dilihat bahwa setiap nilai simpangan antar lantai masih memenuhi batasan ijin simpangan.