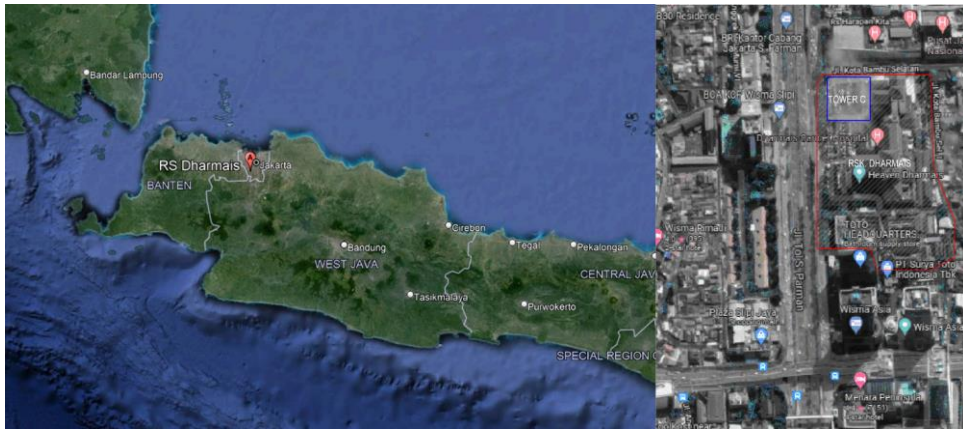


3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi Penelitian

Lokasi perencanaan gedung untuk penelitian ini terletak di Jl. Letjen S. Parman No. 84-86 Kota Bambu Selatan, Kec. Palmerah, Kota Jakarta Barat. Daerah Khusus Ibu Kota Jakarta 11420. Secara koordinat terletak pada -6,18674 Lintang Selatan dan 106,802816 Bujur Timur. Lokasi tersebut merupakan lokasi pembangunan proyek *Construction Of Woman and Child Cancer Care Building at Dharmais Cancer Hospital IsDB Financing Assisten IDN 1031*.



Gambar 3. 1 Lokasi Perencanaan Gedung

3.2 Data Teknis

3.2.1 Data Teknis Bangunan

Fungsi Bangunan	=	Gedung Perkantoran
Jumlah Lantai	=	10 Lantai
Tinggi Bangunan	=	41 m
Tinggi Antar Lantai		
Tinggi Lantai 1	=	5 m
Tinggi Lantai 2-10	=	4 m
Panjang Bangunan	=	30 m
Lebar Bangunan	=	20 m
Material Struktur Utama	=	Beton Bertulang

3.2.2 Mutu Beton

Berdasarkan SNI 2847:2019 tabel 19.2.1.1 telah diatur untuk kegunaan sistem rangka pemikul momen khusus, nilai minimum mutu beton adalah $f'c = 21$ MPa. Sedangkan untuk batas maksimal tidak ditentukan.

Mutu beton yang digunakan pada perencanaan struktur gedung ini adalah $f'c = 35$ MPa untuk struktur pelat, balok dan struktur horizontal lainnya. Sedangkan untuk struktur vertikal seperti kolom digunakan mutu beton $f'c = 40$ MPa.

3.2.3 Mutu Baja Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 tabel 20.2.2.4a telah diatur bahwa mutu maksimal tulangan ulir (D) untuk elemen lentur dan gaya aksial adalah $f_y = 420$ MPa. Sedangkan untuk tulangan polos ($\emptyset$) diatur pada SNI 2847:2019 tabel 20.2.2.4b dengan nilai mutu maksimal $f_y = 420$ MPa.

Mutu baja tulangan yang digunakan pada perencanaan struktur gedung ini untuk tulangan lentur (D), $f_y = 420$ MPa. Kemudian untuk tulangan geser ($\emptyset$), $f_y = 280$ MPa.

3.2.4 Kondisi Tanah Dasar

Data lapangan yang digunakan merupakan hasil penyelidikan tanah berupa sondir / *Cone Penetration Test* (CPT) dan *Standart Penetration Test* (SPT).

Untuk hasil *cone penetration test* disajikan dalam bentuk diagram sondir yang mencatat nilai tahanan konus dan friksi selubung.

Tabel 3. 1 Rangkuman Pengujian CPT

Nomor Sondir	Kedalaman Uji (m)	Nilai Konus (kgf/cm ²)	Friksi Total (kgf/cm)
S-1	9.8	>250	635
S-2	8.4	>250	424
S-3	10.2	>250	701

Nomor Sondir	Kedalaman Uji (m)	Nilai Konus (kgf/cm ²)	Friksi Total (kgf/cm)
S-4	9.8	>250	665
S-5	10.2	>250	640
S-6	10.4	>250	604

Hasil *standart penetration test* disajikan dalam bentuk tabel.

Tabel 3. 2 Rangkuman Pengujian SPT

Kedalaman Test (m)	N-SPT		
	DB1	DB2	DB3
0	0	0	0
-1.5	4	7	2
-3	5	4	3
-4.5	3	7	4
-6	30	7	5
-7.5	25	26	25
-9	28	34	36
-10.5	39	18	31
-12	43	60	60
-13.5	46	19	28
-15	49	60	42
-16.5	40	42	46
-18	45	46	32
-19.5	51	17	50
-21	26	16	42
-22.5	21	15	22
-24	19	11	21

Kedalaman Test (m)	N-SPT		
	DB1	DB2	DB3
-25.5	17	11	19
-27	19	16	31
-28.5	25	60	38
-30	60	49	46

3.3 Teknik Analisis Data

3.3.1 Preliminary Design

Preliminary design adalah tahapan merencanakan dimensi awal struktur menggunakan acuan SNI 2847:2019. Pada sub bab dilakukan perhitungan *preliminary design* untuk komponen struktur gedung yaitu balok, kolom, pelat, tangga dan lift.

3.3.1.1 Preliminary Design Balok

Dimensi balok akan didesain sama untuk setiap lantainya. Tinggi minimum balok dapat ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 9.3.1. Kemudian untuk lebar minimum dari balok sesuai Pasal 18.6.2. Berikut merupakan proses perhitungan dimensi awal balok:

Untuk perhitungan dimensi balok induk,

Panjang bentang = 6000 mm

Asumsi kondisi perletakan = Perletakan sederhana

Tinggi minimum penampang = $L/16 = 6000/16 = 375$ mm

Tinggi penampang rencana (h) = 600 mm

Rasio h/b balok dapat diambil sebesar 1,5-2. Digunakan 1,5, maka:

Lebar penampang = $h/1,5 = 600/1,5 = 400$ mm

Lebar penampang rencana (b) = 400 mm

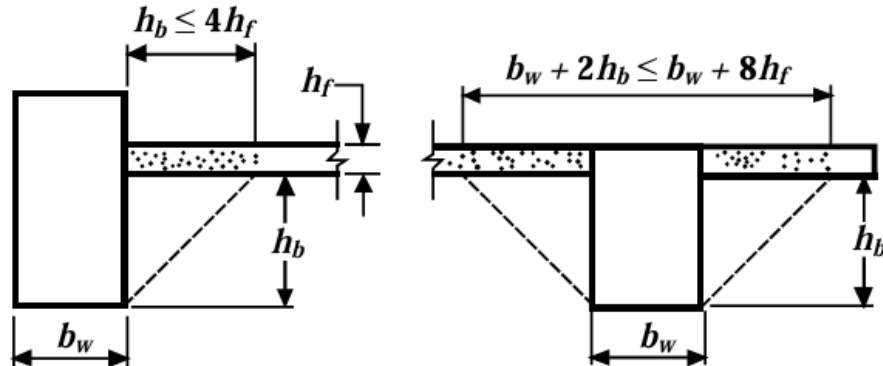
Untuk perhitungan dimensi balok anak dihitung menggunakan cara yang sama dengan perhitungan *preliminary* dimensi balok induk, didapat rekapitulasi dimensi *preliminary design* balok:

Tabel 3. 3 Rekapitulasi Dimensi *Preliminary Design* Balok

Type	L (mm)	h_{desain} (mm)	b_{desain} (mm)
Balok Induk 1	6000	600	400
Balok Induk 2	5000	600	400
Balok Induk 3	4000	600	400
Balok Induk 4	2500	600	400
Balok Induk 5	2000	600	400
Balok Anak 1	5000	500	350
Balok Anak 2	5000	500	350
Balok Lift	2500	600	400

3.3.1.2 Preliminary Design Pelat

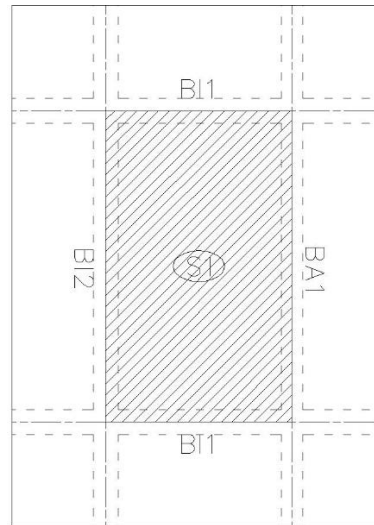
Tebal dimensi pelat dua arah ditentukan sesuai SNI 2847:2019 pasal 8.3.1.1. Kemudian untuk bagian pelat yang dimasukkan ke balok mengacu pada pasal 8.4.1.8., seperti yang ditunjukkan pada gambar.



Gambar 3. 2 Bagian Pelat yang Dimasukkan ke Balok
Untuk perhitungan pelat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang balok arah x (Lx)} &= 5000 \text{ mm} \\
 \text{Panjang balok arah y (Ly)} &= 3000 \text{ mm} \\
 \text{Rasio jarak terpanjang dan terpendek} &= \frac{L_{\text{max}}}{L_{\text{min}}} \\
 &= \frac{Ly}{Lx} \\
 &= 1,667 < 2, \text{ maka pelat dua arah}
 \end{aligned}$$

Estimasi Tebal Pelat (h_f) = 130 mm



Gambar 3. 3 Pelat Dua Arah pada Struktur Bangunan
Dimensi balok yang menjepit pelat:

Tabel 3. 4 Dimensi Balok yang Menjepit Pelat

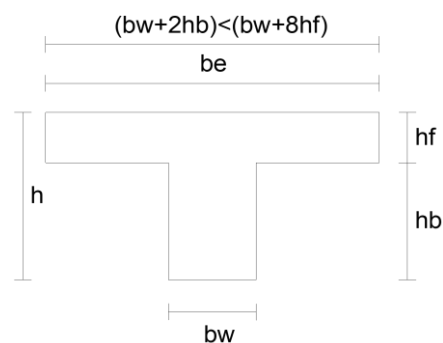
Balok	b (mm)	H (mm)	Panjang (mm)
Balok Induk 1	400	600	3000
Balok Induk 2	400	600	5000
Balok Anak 1	350	500	5000

Perhitungan nilai rasio kekakuan rata rata:

Untuk Balok Induk 1,

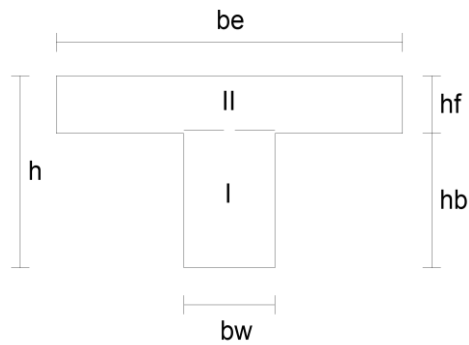
Lebar penampang balok (b_w) = 400 mm

Tinggi penampang total (h) = 600 mm



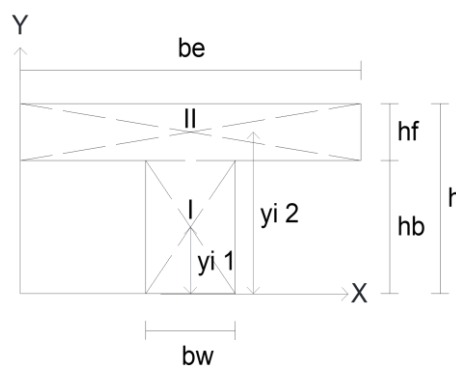
Gambar 3. 4 Dimensi Efektif Balok

$$\begin{aligned}
 hb &= h - hf = 470 \text{ mm} \\
 be &= bw + 2hb = 1340 \text{ mm} \\
 \text{Kontrol} &= bw + 2hb \leq bw + 8hf \\
 &= 1340 \leq 1440 \text{ (oke)}
 \end{aligned}$$



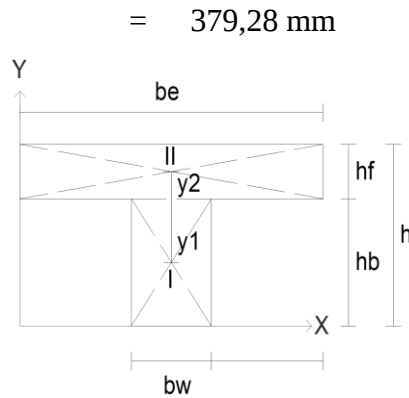
Gambar 3. 5 Luasan Penampang Balok

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Penampang (At)} &= A1 + A2 \\
 &= (400.470) + (1340.130) \\
 &= 362200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 3. 6 Titik Berat Penampang Balok

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antara titik berat bidang} &= \frac{1}{2}hb = 235 \text{ mm} \\
 \text{I ke sumbu X (yi 1)} & \\
 \text{Jarak antara titik berat bidang} &= hb + \frac{1}{2}hf = 535 \text{ mm} \\
 \text{II ke sumbu X (yi 2)} & \\
 \text{Titik berat penampang balok} &= \frac{(A1.yi 1) + (A2.yi 2)}{At} \\
 (\bar{y}) &= \frac{(188000.235) + (174200.535)}{362200}
 \end{aligned}$$



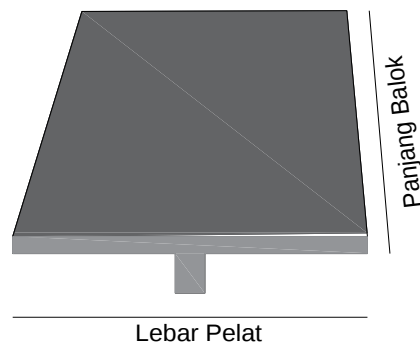
Gambar 3. 7 Jarak Antara Titik Berat Bidang Terhadap Titik Berat Penampang

Jarak antara titik berat bidang terhadap titik berat penampang:

$$y_1 = \bar{y} - y_{i1} = 144,28 \text{ mm}$$

$$y_2 = \bar{y} - y_{i2} = 155,72 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia balok 1(Ib1)} &= \left[\left(\frac{1}{12} \cdot bw \cdot hb^3 \right) + (A1 \cdot y_1) \right] + \\ &= \left[\left(\frac{1}{12} \cdot be \cdot hf^3 \right) + (A2 \cdot y_2) \right] \\ &= 11843768129 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$



Gambar 3. 8 Momen Inersia Pelat

$$\text{Momen inersia pelat 1(Is1)} = \frac{1}{12} \cdot Ly \cdot hf^3 = 915416666,7 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton} \\ \text{balok 1(Ecb1)} &= 4700 \sqrt{f'c} = 27805,57 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton} \\ \text{pelat 1 (Ecs1)} &= 4700 \sqrt{f'c} = 27805,57 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio kekakuan balok 1} &= \frac{E_{cb1} \cdot I_{b1}}{E_{cs1} \cdot I_{s1}} = 12,94 \\ \text{terhadap pelat 1 } (\alpha_{f1}) & \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama, dihitung Kembali rasio kekakuan balok yang lain terhadap pelat nya, didapat:

$$\begin{aligned} \alpha_{f2} &= \frac{E_{cb2} \cdot I_{b2}}{E_{cs2} \cdot I_{s2}} \\ &= \frac{27805,57 \times 11843768129}{27805,57 \times 549250000} = 21,56 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{f3} &= \frac{E_{cb3} \cdot I_{b3}}{E_{cs3} \cdot I_{s3}} \\ &= \frac{27805,57 \times 11843768129}{27805,57 \times 915416666,7} = 12,94 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{f4} &= \frac{E_{cb4} \cdot I_{b4}}{E_{cs4} \cdot I_{s4}} \\ &= \frac{27805,57 \times 5905864687}{27805,57 \times 549250000} = 10,75 \end{aligned}$$

Didapat,

$$\begin{aligned} \text{Nilai rasio kekakuan rata rata} &= \frac{12,94 + 21,56 + 12,94 + 10,75}{4} \\ (\alpha_{fm}) & \\ &= 14,55 \end{aligned}$$

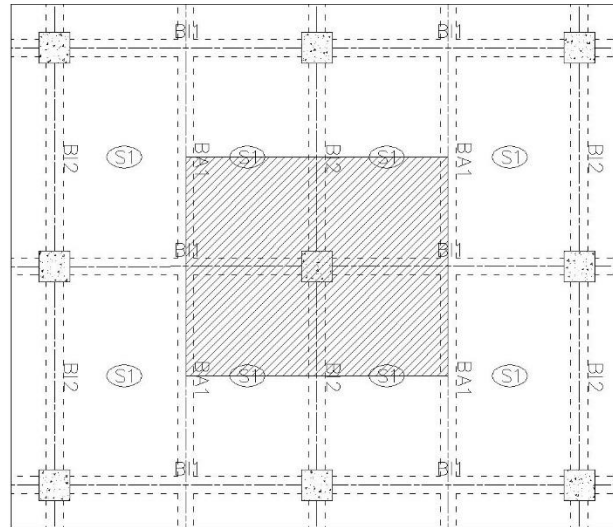
Dikarenakan $\alpha_{fm} > 2$, maka nilai h_{min} pelat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tebal minimum pelat } (h_{min}) &= \frac{L_n(0,8 + (\frac{f_y}{1400}))}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{4600(0,8 + (\frac{420}{1400}))}{36 + 9(1,75)} \\ &= 97,74 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, dengan mempertimbangkan faktor keamanan dan keseragaman akan digunakan pelat dengan tebal 130 mm

3.3.1.3 Preliminary Design Kolom

Kolom yang berada di bawah akan memikul beban lebih besar daripada kolom di atasnya, maka dari itu, dimensi kolom akan diperkecil pada lantai ke-5.



Gambar 3. 9 Beban yang Ditahan Kolom

Untuk perhitungan dimensi kolom, dihitung berat per lantai yang ditunjukkan pada tabel.

Tabel 3. 5 Distribusi Beban Mati yang Ditahan Kolom

Komponen Beban	p (m)	l (m)	t (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)
1. Lantai 10 (Atap)					
Beban Mati					
Pelat Atap	6,00	5,00	0,13	23,54	91,79
Balok Induk	11,00	0,40	0,60	23,54	62,13
Balok Anak	11,00	0,35	0,50	23,54	45,31
Beban Mati Tambahan					
Lapisan waterproffing (membranes liquid applied)	6,00	5,00		0,05	1,50
Ducting mekanikal (ventilasi udara)	6,00	5,00		0,19	5,70
Penggantung langit-langit (material baja)	6,00	5,00		0,10	3,00
Plafond (papan serat akustik)	6,00	5,00		0,05	1,50
Instalasi listrik	6,00	5,00		0,10	3,00
Pipa air bersih dan kotor	6,00	5,00		0,10	3,00
Total Berat					216,93
2. Lantai 1-9					
Beban Mati					
Pelat Lantai	6,00	5,00	0,13	23,54	91,79
Balok Induk	11,00	0,40	0,60	23,54	62,13
Balok Anak	11,00	0,35	0,50	23,54	45,31

Komponen Beban	p (m)	l (m)	t (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)
Beban Mati Tambahan					
Finishing (keramik), 1,9 cm diatas mortar 2,5 mm	6,00	5,00		1,10	33,00
Ducting mekanikal (ventilasi udara)	6,00	5,00		0,19	5,70
Penggantung langit-langit (material baja)	6,00	5,00		0,10	3,00
Plafond (papan serat akustik)	6,00	5,00		0,05	1,50
Instalasi listrik	6,00	5,00		0,10	3,00
Pipa air bersih dan kotor	6,00	5,00		0,10	3,00
Total Berat					248,43

Tabel 3. 6 Distribusi Beban Hidup yang Ditahan Kolom

Komponen Beban	p (m)	l (m)	t (m)	Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)
1. Lantai 10 (Atap)					
Atap (dak)	6,00	5,00		0,96	28,80
Genangan air hujan (1 cm)	6,00	5,00	0,01	9,81	2,94
Total Berat					31,74
2. Lantai 1					
Partisi	6,00	5,00		0,72	21,60
Ruang Pertemuan / Meeting	6,00	5,00		4,79	143,70
Total Berat					165,30
2. Lantai 2-9					
Partisi	6,00	5,00		0,72	21,60
Ruang kantor	6,00	5,00		2,40	72,00
Total Berat					93,60

Tabel 3. 7 Kombinasi Beban Per Lantai

Lantai	Beban Mati (kN)	Beban Hidup (kN)	Kombinasi Pembebanan	Komulatif (kN)
			1,2DL + 1,2SIDL + 1,6LL	
10 (Atap)	216,93	31,74	311,11	
9	248,43	93,60	447,88	311,11
8	248,43	93,60	447,88	758,99
7	248,43	93,60	447,88	1206,86
6	248,43	93,60	447,88	1654,74
5	248,43	93,60	447,88	2102,62
4	248,43	93,60	447,88	2550,50

Lantai	Beban Mati (kN)	Beban Hidup (kN)	Kombinasi Pembebanan	Komulatif (kN)
			1,2DL + 1,2SIDL + 1,6LL	
3	248,43	93,60	447,88	2998,38
2	248,43	93,60	447,88	3446,26
1	248,43	165,30	562,60	3894,13
GF	0,00	0,00		4456,73

Untuk menentukan *preliminary* dimensi kolom menggunakan persamaan (2.118):

Tabel 3. 8 Perhitungan *Preeliminary Design* Kolom

Kolom Lantai	Pu (N)	A (mm ²)	Sisi Kolom Rencana (mm)		Sisi Kolom Aktual (mm)	
			p	l	p	l
9	311107,08	25925,59	161,01	161,01	600	600
8	758985,36	63248,78	251,49	251,49		
7	1206863,65	100571,97	317,13	317,13		
6	1654741,93	137895,16	371,34	371,34		
5	2102620,21	175218,35	418,59	418,59		
4	2550498,49	212541,54	461,02	461,02	700	700
3	2998376,77	249864,73	499,86	499,86		
2	3446255,05	287187,92	535,90	535,90		
1	3894133,34	324511,11	569,66	569,66		
GF	4456731,62	371394,30	609,42	609,42		

3.3.1.4 Preliminary Design Tangga

Jenis tangga yang digunakan dalam perencanaan adalah tipe U. Contoh perhitungan perencanaan dimensi tangga dilakukan untuk tangga lantai 1-8 sebagai berikut:

Tinggi antar lantai (ΔH_r)	=	400 cm
Panjang area tangga (P)	=	500 cm
Lebar area tangga (L)	=	300 cm
Jarak antar jalur tangga (L1)	=	25 cm
Lebar satu jalur anak tangga (Lt)	=	137,5 cm
Lebar injakan (<i>antrade</i>) (a)	=	30 cm
Tinggi tanjakan (<i>optrade</i>) (s)	=	17 cm

Kontrol desain perencanaan berdasarkan:

$$\begin{aligned}
 \text{Ukuran langkah } (2s + a = 60 \text{ s.d. } 65) &= 64 \text{ (Memenuhi)} \\
 \text{Keamanan } (s + a = \pm 46) &= 47 \text{ (Memenuhi)} \\
 \text{Kenyamanan } (a - s = \pm 12) &= 13 \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi bordes rencana (Hb)} &= 200 \text{ cm} \\
 \text{Panjang tangga horizontal (P1)} &= \frac{a}{s} Hb \\
 &= \frac{30}{17} \cdot 200 = 352,94 \text{ cm} \\
 \text{Lebar bordes (Lb)} &= P - P1 \\
 &= 500 - 352,94 = 147,06 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Jumlah anak tangga di bawah bordes:

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah optrade (ns)} &= \frac{Hb}{s} \\
 &= \frac{200}{17} = 11,76 \text{ tanjakan} \\
 \text{Jumlah antrade (na)} &= ns - 1 \\
 &= 11,76 - 1 = 10,76 \text{ injakan} \\
 \text{Jumlah anak tangga pakai (n1)} &= 12 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jumlah anak tangga di atas bordes:

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah optrade (ns)} &= \frac{H - Hb}{s} \\
 &= \frac{400 - 200}{17} = 11,76 \text{ tanjakan} \\
 \text{Jumlah antrade (na)} &= ns - 1 \\
 &= 11,76 - 1 = 10,76 \text{ injakan} \\
 \text{Jumlah anak tangga pakai (n2)} &= 12 \text{ buah} \\
 \text{Jumlah total anak tangga pakai (nt)} &= 24 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan trial and error, didapat konfigurasi anak tangga yang disajikan pada tabel berikut.

Tabel 3. 9 Konfigurasi Jumlah Anak Tangga untuk Lantai 1-8

Posisi Anak Tangga	n	Σn	s (cm)	ΔH_d (n . s)	Kontrol
Anak tangga lantai atas	1	24	13	400	$\Sigma n=n$
Anak tangga di atas bordes	11		17		OK
Anak tangga di bawah bordes	11		17		$\Delta H_d=\Delta H_r$
Anak tangga lantai dasar	1		13		OK

Dikarenakan jumlah tangga berubah dan tinggi anak tangga tidak sama maka dimensi tangga dihitung kembali, seperti berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang tangga horizontal (P1)} &= n_1 \cdot s = 360 \text{ cm} \\
 \text{Lebar bordes (Lb)} &= P - P_1 = 140 \text{ cm} \\
 \text{Panjang pelat miring (Pm)} &= \sqrt{P_1^2 + H_b^2} = 411,83 \text{ cm} \\
 \text{Panjang Pelat (L)} &= P_m + L_b = 551,83 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tebal pelat dihitung dengan asumsi satu ujung menerus, didapat:

$$\text{Tebal pelat minimum (Tpmin)} = 17,16 \text{ cm}$$

Oleh karena itu digunakan tebal pelat 20 cm untuk pelat tangga dan pelat bordes.

Untuk perhitungan perhitungan tangga pada lantai GF, dihitung menggunakan cara yang sama seperti pada lantai 1-9, didapat sebagai berikut:

Tabel 3. 10 Konfigurasi Jumlah Anak Tangga untuk Lantai GF

Posisi Anak Tangga	n	Σn	s (cm)	ΔH_d (n . s)	Kontrol
Anak tangga lantai atas	1	30	12	500	$\Sigma n=n$
Anak tangga di atas bordes	14		17		OK
Anak tangga di bawah bordes	14		17		$\Delta H_d=\Delta H_r$
Anak tangga lantai dasar	1		12		OK

Dengan dimensi tangga sebagai berikut:

$$\text{Panjang tangga horizontal (P1)} = n_1 \cdot s = 405 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Lebar bordes (Lb)} &= P - P1 = 95 \text{ cm} \\
\text{Panjang pelat miring (Pm)} &= \sqrt{P1^2 + Hb^2} = 475,95 \text{ cm} \\
\text{Panjang Pelat (L)} &= Pm + Lb = 570,95 \text{ cm} \\
\text{Tebal pelat (tp)} &= 20 \text{ cm}
\end{aligned}$$

3.3.1.5 Preliminary Design Lift

Pada bangunan gedung direncanakan lift yang berfungsi sebagai lift penumpang. Berikut merupakan data data yang digunakan dalam perencanaan lift.

$$\begin{aligned}
\text{Jumlah lantai bangunan (n)} &= 10 \text{ lantai} \\
\text{Tinggi lantai pada lantai GF (L1)} &= 5 \text{ m} \\
\text{Tinggi lantai pada lantai 1-9 (L2)} &= 4 \text{ m} \\
\text{Luas lantai netto bangunan (a)} &= 561,31 \text{ m}^2 \\
\text{Luas lantai netto per orang (a'')} &= 10 \text{ m}^2/\text{orang} \\
\text{Jumlah populasi pada gedung} &= \frac{561,31 \cdot 10}{10} = 561 \approx 570 \text{ orang} \\
\text{Persentase empiris beban puncak lift (P)} &= 5\%
\end{aligned}$$

Dengan direncanakan menggunakan lift dari produk Hyundai tipe Luxen, didapat dari katalog:

$$\begin{aligned}
\text{Kecepatan rata rata (v)} &= 120 \text{ m/min} \\
\text{Kapasitas lift rencana (m)} &= 8 \text{ orang}
\end{aligned}$$

Perhitungan Beban Puncak Lift (L)

$$\begin{aligned}
L &= \frac{P(2a - 3mN)n}{2a''} \\
&= \frac{5\% \cdot (2 \cdot 561,306 - 3 \cdot 8 \cdot N) \cdot 10}{2 \cdot 10} \\
&= \frac{5\% \cdot 1122,612 \cdot 10 - 5\% \cdot 3 \cdot 8 \cdot N \cdot 10}{20} \\
&= 28,065 - 0,6N
\end{aligned}$$

Perhitungan Round Trip Time (RTT) / Waktu Perjalanan Bolak Balik Lift disajikan dalam tabel.

Tabel 3. 11 Waktu Perjalanan Bolak Balik Lift

No	Uraian	Waktu (det)
1	Penumpang memasuki lift (1,5 det/orang)	12
2	Pintu lift menutup kembali	2
3	Pintu lift membuka di setiap lantai	18
4	Penumpang meninggalkan lift di setiap lantai	12
5	Pintu Lift menutup kembali di setiap lantai	18
6	Perjalanan bolak balik Lantai GF-1	5
7	Perjalanan bolak balik Lantai 1-9	32
8	Pintu membuka di lantai dasar	2
Total		101

Perhitungan daya angkut lift dalam waktu 5 menit (M)

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{300 \cdot M \cdot N}{T} \\
 &= \frac{300 \cdot 8 \cdot N}{101} \\
 &= 23,76 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Kebutuhan Jumlah Lift

$$\begin{aligned}
 L &= M \\
 28,065 - 0,6N &= 23,76 \text{ N} \\
 23,16N &= 28,065 \\
 N &= 1,2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka, untuk kebutuhan gedung digunakan lift sebanyak 3 buah.

Kontrol desain lift sesuai SNI 6573-2001 Tentang Standar Tata Cara Perancangan Sistem Transportasi Vertikal; Tabel 5.2.2, dengan fungsi gedung sebagai gedung kantor.

1. Kontrol Waktu Tunggu Rata- Rata

$$\begin{aligned}
 WT &= \frac{T}{N} \\
 &= \frac{101}{3} \\
 &= 33,67 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Kontrol:

$$25 \leq WT \leq 35$$

$$25 \leq 33,67 \leq 35 \text{ (Oke)}$$

2. Kontrol Daya Angkut dalam Waktu 5 Menit

$$\begin{aligned}
 M &= 23,76 \text{ N} \\
 &= 23,76 \cdot 3 \\
 &= 71,29 \text{ orang} \\
 \text{Tuntutan Arus} &= \frac{71,29}{570} \\
 \text{Sirkulasi (TAS)} &= 0,125 = 12,5\%
 \end{aligned}$$

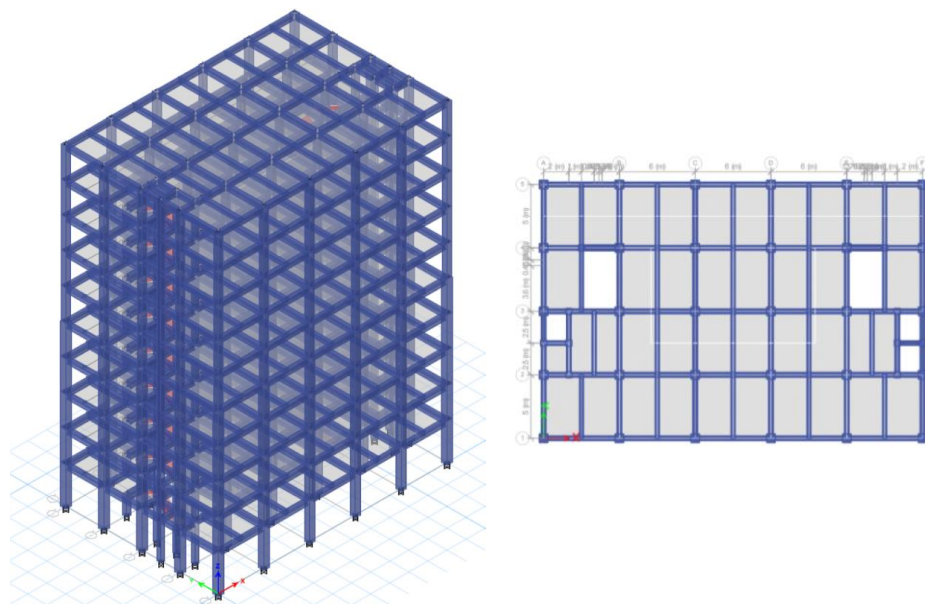
Kontrol:

$$11\% \leq TAS \leq 13\%$$

$$11\% \leq 12,5\% \leq 13\% \text{ (Oke)}$$

3.3.2 Pemodelan Struktur pada Software ETABS

Pemodelan struktur bangunan dilakukan dengan bantuan *software* ETABS. Untuk pemodelan tahap pertama yang dilakukan yaitu struktur gedung beton bertulang tanpa peredam tipe *fluid viscous damper*. Analisis struktur dilakukan terlebih dahulu untuk mendapatkan nilai kekakuan bangunan, periode struktur bangunan dan nilai simpangan antar tingkat, nilai tersebut digunakan untuk penentuan penggunaan peredam tipe *fluid viscous damper*.



Gambar 3. 10 Pemodelan Struktur Gedung Bangunan

3.3.3 Pembebanan Struktur

3.3.3.1 Beban Mati

Berat sendiri elemen struktur akan dihitung secara otomatis oleh *software* ETABS, dengan berat jenis material beton bertulang 23,536 kN/m³.

3.3.3.2 Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan mengacu pada SNI 1727:2020. Beban mati tambahan yang akan diinputkan pada struktur pelat lantai dan atap adalah sebagai berikut:

Tabel 3. 12 Beban Mati Tambahan per m² pada Pelat Lantai 1-9

No	Jenis Beban	Berat
		kN/m ²
1	<i>Finishing</i> (keramik), 1,9 cm diatas mortar 2,5 mm	1,10
2	<i>Ducting</i> mekanikal (ventilasi udara)	0,19
3	Penggantung langit langit (material baja)	0,10
4	Plafond (papan serat akustik)	0,05
5	Instalasi listrik	0,10
6	Pipa air bersih dan kotor	0,10
Total		1,64

Tabel 3. 13 Beban Mati Tambahan per m² pada Pelat Atap

No	Jenis Beban	Berat
		kN/m ²
1	Lapisan <i>waterproofing</i> (<i>membranes liquid applied</i>)	0,05
2	Ducting mekanikal (ventilasi udara)	0,19
3	Penggantung langit langit (material baja)	0,10
4	Plafond (papan serat akustik)	0,05
5	Instalasi listrik	0,10
6	Pipa air bersih dan kotor	0,10
Total		0,59

Kemudian pembebanan yang akan diinputkan pada balok dalam bentuk beban merata, dengan berat sebagai berikut:

$$\text{Beban dinding } \frac{1}{2} \text{ bata} = 0,94 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2020 Lampiran C3.1)}$$

$$\text{Plesteran di kedua sisi} = 0,48 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2020 Lampiran C3.1)}$$

$$\text{Berat curtain wall kaca} = 0,38 \text{ kN/m}^2 \text{ (SNI 1727:2020 Lampiran C3.1)}$$

Dengan tinggi antar lantai (h) sebesar 4 m, didapat:

Beban dinding pada balok induk

$$\text{Tinggi balok (hb)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi dinding (hd)} = 3,4 \text{ m}$$

$$\text{Beban dinding (qd)} = q \cdot \text{hd} = 4,81 \text{ kN/m}$$

Beban dinding pada balok anak

$$\text{Tinggi balok (hb)} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi dinding (hd)} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Beban dinding (qd)} = q \cdot \text{hd} = 4,95 \text{ kN/m}$$

Beban curtain wall kaca

$$\text{Beban curtain wall (qc)} = q \cdot \text{hc} = 1,9 \text{ kN/m}$$

Kemudian masih terdapat beban mati tambahan yaitu pembebanan pada struktur tangga, sebagai berikut:

Tabel 3. 14 Beban Mati Tambahan per m² pada Pelat Tangga

No	Jenis Beban	Berat
		kN/m ²
1	Anak tangga ekuivalen Lantai GF	1,69
2	Anak tangga ekuivalen Lantai 1-9	1,74
3	Finishing (keramik), 1,9 cm diatas mortar 2,5 mm	1,10
4	Railing tangga	0,10

Selanjutnya terdapat beban yang bekerja pada balok lift yang merupakan beban yang berasal dari mesin penggerak lift, beban kereta peluncur, perlengkapan dan bandul penggerak. Koefisien kejut beban hidup yang diakibatkan oleh keran perlu diperhitungkan. Sebagai beban rencana, beban keran tersebut harus dikalikan dengan satu koefisien kejut (PPIUG 1983; Pasal 3.3(3)).

Kecepatan angkat maksimum pada = 2 m/s
 pengangkutan muatan maksimum dalam
 keran primer (v)

Koefisien yang tergantung pada kekuatan = 0,6
 struktur keran primer (k₁)

Koefisien yang tergantung pada sifat sifat = 1,3
 mesin angkat (k₂)

Koefisien kejut (Ψ) = $1 + K_1 K_2 v$
 = 2,56

Beban mesin penggerak lift, beban kereta dan = 4050 kg
 perlengkapan (R₁)

Berat bandul penggerak dan perlengkapan = 2250 kg
 (R₂)

Maka, beban yang bekerja pada balok lift adalah

P₁ = 4050 . 2,56 = 10368 kg = 101,675 kN

P₂ = 2250 . 2,56 = 5760 kg = 56,486 kN

P total = 158,162 kN

3.3.3.3 Beban Hidup

Beban hidup yang berupa beban luasan akan diinput pada pelat lantai dan pelat atap. Beban hidup yang digunakan mengacu pada SNI 1727-2020 adalah sebagai berikut.

Tabel 3. 15 Beban Hidup per m² pada Pelat

No	Jenis Beban	Berat
		kN/m ²
1	Lobi dan koridor lantai pertama	4,79
2	koridor di atas lantai pertama	3,83
3	Ruang kantor	2,40
4	Ruang Pertemuan / Meeting	4,79
5	Semua ruang kecuali tangga	1,92
6	Tangga	4,79
7	Atap (dak)	0,96
8	Partisi	0,72
9	Genangan air hujan (1 cm)	0,10

3.3.3.4 Beban Angin

Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya diatur dalam SNI 1727:2020. Perhitungan beban angin adalah sebagai berikut

1. Kecepatan Angin Dasar

Ditentukan untuk kecepatan angin dasar diambil sebesar:

$$V_R = 40 \text{ m/s}$$

2. Faktor Arah Angin

Berdasarkan SNI 1727-2020; Tabel 26.6-1, ditentukan berdasarkan tipe bangunan yaitu sistem penahan beban angin utama sebesar:

$$K_d = 0,85$$

3. Kategori Eksposur

Berdasarkan SNI 1727-2020; Pasal 26.7.2 dan Pasal 26.7.3, ditentukan menggunakan kategori kekasaran permukaan B yaitu bangunan berada di daerah perkotaan. Dan ditentukan menggunakan kategori eksposur B.

4. Faktor Topografi

Efek peningkatan kecepatan angin pada daerah perkotaan secara umum tidak menimbulkan perubahan mendadak pada topografi, maka:

$$K_{zt} = 1$$

5. Faktor Elevasi Permukaan Tanah

Berdasarkan SNI 1727-2020; Tabel 26.9-1, ditentukan berdasarkan letak elevasi tanah dan untuk semua kondisi maka diambil sebesar:

$$K_e = 1$$

6. Faktor Efek Hembusan Angin

Berdasarkan SNI 1727-2020; Pasal 26.11.1, faktor efek hembusan angin untuk suatu bangunan dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar:

$$G = 0,85$$

7. Koefisien Tekanan Internal

Berdasarkan SNI 1727-2020; Tabel 26.13-1, ditentukan berdasarkan klasifikasi ketertutupan bangunan yaitu bangunan gedung tertutup sebesar:

Untuk angin arah datang

$$C_{pi} = 0,18$$

Untuk angin arah pergi

$$C_{pi} = -0,18$$

8. Koefisien Eksposur Tekanan Velositas

Berdasarkan SNI 1727-2020; Tabel 26.10-1, dihitung menggunakan interpolasi untuk menghitung nilai koefisien eksposur tekanan velositas masing masing lantai, sebagai berikut:

Tabel 3. 16 Koefisien Eksposur Tekanan Kecepatan

Lantai	Elevasi	Kz
1	5	0,583
2	9	0,697
3	13	0,773
4	17	0,836
5	21	0,886
6	25	0,936

Lantai	Elevasi	Kz
7	29	0,975
8	33	1,010
9	37	1,043
10	41	1,076

9. Tekanan Velositas

Berdasarkan SNI 1727-2020; Pasal 26.10.2, nilai q_z dapat dicari dengan persamaan:

$$q_z = 0,613 K_d K_{zt} K_z V^2$$

Perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 3. 17 Perhitungan Tekanan Kecepatan

Lantai	Elevasi	q_z
1	5	0,475
2	9	0,486
3	13	0,581
4	17	0,645
5	21	0,697
6	25	0,739
7	29	0,780
8	33	0,813
9	37	0,842
10	41	0,870

10. Koefisien Tekanan Angin Eksternal

Berdasarkan SNI 1727-2020; Gambar 27.3-1, didapat sebagai berikut:

Untuk nilai koefisien tekanan internal dinding di sisi angin datang

$$C_p = 0,8$$

Untuk nilai koefisien tekanan internal dinding di sisi angin pergi arah x

$$C_p = -0,4$$

Untuk nilai koefisien tekanan internal dinding di sisi angin pergi arah y

$$C_p = -0,5$$

11. Beban Angin

Dari beberapa parameter yang sudah didapat, maka besarnya tekanan angin desain dapat dihitung menggunakan persamaan:

$$P = qGC_p - q_i(GC_{pi})$$

Perhitungan disajikan pada tabel berikut.

Tabel 3. 18 Perhitungan Beban Angin

Lantai	Elevasi (m)	Sumbu X		Sumbu Y	
		Angin Datang	Angin Pergi	Angin Datang	Angin Pergi
		P (kN/m ²)	P (kN/m ²)	P (kN/m ²)	P (kN/m ²)
1	5	0,243	-0,165	0,243	-0,207
2	9	0,291	-0,198	0,291	-0,247
3	13	0,322	-0,219	0,322	-0,274
4	17	0,348	-0,237	0,348	-0,296
5	21	0,369	-0,251	0,369	-0,314
6	25	0,390	-0,265	0,390	-0,332
7	29	0,407	-0,277	0,407	-0,346
8	33	0,421	-0,286	0,421	-0,358
9	37	0,435	-0,296	0,435	-0,370
10	41	0,449	-0,305	0,449	-0,381

12. Distribusi Beban Angin pada Kolom

Nilai tekanan beban angin yang telah dihitung sebelumnya merupakan beban luasan yang mengenai permukaan dinding. Lalu beban tersebut akan didistribusikan pada permukaan kolom menjadi beban garis (kN/m). Rekapitulasi perhitungan disajikan pada tabel berikut.

Tabel 3. 19 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Datang Sumbu x

Elevasi (m)	K1A		K2A		K3A	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	2,5	0,608	5	1,216	5	1,216
9	2,5	0,727	5	1,453	5	1,453

Elevasi (m)	K1A		K2A		K3A	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
13	2,5	0,806	5	1,612	5	1,612
17	2,5	0,871	5	1,742	5	1,742
21	2,5	0,924	5	1,847	5	1,847
25	2,5	0,975	5	1,951	5	1,951
29	2,5	1,017	5	2,033	5	2,033
33	2,5	1,053	5	2,106	5	2,106
37	2,5	1,087	5	2,174	5	2,174
41	2,5	1,121	5	2,243	5	2,243

Tabel 3. 20 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Datang Sumbu x (Lanjutan)

Elevasi (m)	K4A		K5A	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	5	1,216	2,5	0,608
9	5	1,453	2,5	0,727
13	5	1,612	2,5	0,806
17	5	1,742	2,5	0,871
21	5	1,847	2,5	0,924
25	5	1,951	2,5	0,975
29	5	2,033	2,5	1,017
33	5	2,106	2,5	1,053
37	5	2,174	2,5	1,087
41	5	2,243	2,5	1,121

Tabel 3. 21 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Pergi Sumbu x

Elevasi (m)	K1F		K2F		K3F	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	2,5	-0,413	5	-0,827	5	-0,827
9	2,5	-0,494	5	-0,988	5	-0,988
13	2,5	-0,548	5	-1,096	5	-1,096
17	2,5	-0,592	5	-1,184	5	-1,184
21	2,5	-0,628	5	-1,256	5	-1,256
25	2,5	-0,663	5	-1,327	5	-1,327
29	2,5	-0,691	5	-1,383	5	-1,383
33	2,5	-0,716	5	-1,432	5	-1,432
37	2,5	-0,739	5	-1,479	5	-1,479
41	2,5	-0,763	5	-1,525	5	-1,525

Tabel 3. 22 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Pergi Sumbu x (Lanjutan)

Elevasi (m)	K4F		K5F	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	5	-0,827	2,5	-0,413
9	5	-0,988	2,5	-0,494
13	5	-1,096	2,5	-0,548
17	5	-1,184	2,5	-0,592
21	5	-1,256	2,5	-0,628
25	5	-1,327	2,5	-0,663
29	5	-1,383	2,5	-0,691
33	5	-1,432	2,5	-0,716
37	5	-1,479	2,5	-0,739
41	5	-1,525	2,5	-0,763

Tabel 3. 23 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Datang Sumbu y

Elevasi (m)	K1A		K1B		K1C	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	3	0,729	6	1,459	6	1,459
9	3	0,872	6	1,744	6	1,744
13	3	0,967	6	1,934	6	1,934
17	3	1,045	6	2,090	6	2,090
21	3	1,108	6	2,217	6	2,217
25	3	1,170	6	2,341	6	2,341
29	3	1,220	6	2,440	6	2,440
33	3	1,264	6	2,527	6	2,527
37	3	1,305	6	2,609	6	2,609
41	3	1,346	6	2,691	6	2,691

Tabel 3. 24 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Datang Sumbu y (Lanjutan)

Elevasi (m)	K1D		K1E		K1F	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	6	1,459	6	1,459	3	0,729
9	6	1,744	6	1,744	3	0,872
13	6	1,934	6	1,934	3	0,967
17	6	2,090	6	2,090	3	1,045
21	6	2,217	6	2,217	3	1,108
25	6	2,341	6	2,341	3	1,170

Elevasi (m)	K1D		K1E		K1F	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
29	6	2,440	6	2,440	3	1,220
33	6	2,527	6	2,527	3	1,264
37	6	2,609	6	2,609	3	1,305
41	6	2,691	6	2,691	3	1,346

Tabel 3. 25 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Pergi Sumbu y

Elevasi (m)	K5A		K5B		K5C	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	3	-0,620	6	-1,240	6	-1,240
9	3	-0,741	6	-1,482	6	-1,482
13	3	-0,822	6	-1,644	6	-1,644
17	3	-0,888	6	-1,777	6	-1,777
21	3	-0,942	6	-1,884	6	-1,884
25	3	-0,995	6	-1,990	6	-1,990
29	3	-1,037	6	-2,074	6	-2,074
33	3	-1,074	6	-2,148	6	-2,148
37	3	-1,109	6	-2,218	6	-2,218
41	3	-1,144	6	-2,288	6	-2,288

Tabel 3. 26 Rekapitulasi Distribusi Beban Angin pada Kolom di Sisi Angin Pergi Sumbu y (Lanjutan)

Elevasi (m)	K5D		K5E		K5F	
	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)	Lk (m)	qWL (kN/m)
5	6	-1,240	6	-1,240	3	-0,620
9	6	-1,482	6	-1,482	3	-0,741
13	6	-1,644	6	-1,644	3	-0,822
17	6	-1,777	6	-1,777	3	-0,888
21	6	-1,884	6	-1,884	3	-0,942
25	6	-1,990	6	-1,990	3	-0,995
29	6	-2,074	6	-2,074	3	-1,037
33	6	-2,148	6	-2,148	3	-1,074
37	6	-2,218	6	-2,218	3	-1,109
41	6	-2,288	6	-2,288	3	-1,144

3.3.3.5 Beban Gempa Respon Spektrum

1. Lokasi Perencanaan

Lokasi gedung berada di Jakarta dengan koordinat:

$$\begin{aligned}\text{Lintang Selatan (LS)} &= -6,186337^\circ \\ \text{Bujur Timur (BT)} &= 106,797538^\circ\end{aligned}$$

2. Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Ditentukan berdasarkan tingkat bahaya dan fungsi bangunan yang dikategorikan menjadi:

$$\begin{aligned}\text{Kategori resiko bangunan} &= \text{II} \\ \text{Faktor keutamaan gempa (Ie)} &= 1\end{aligned}$$

3. Parameter Percepatan Gempa Batuan Dasar

Penentuan nilai S_s dan S_1 ditentukan melalui program RSA 2021 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Percepatan batuan dasar periode 0,2 dt (Ss)} &= 0,7926 \text{ g} \\ \text{Percepatan batuan dasar periode 1,0 dt (S1)} &= 0,3878 \text{ g}\end{aligned}$$

4. Faktor Amplifikasi

1) Klasifikasi Situs

Ditentukan berdasarkan tes tanah yang telah dilakukan guna mendapatkan parameter tanah yang digunakan untuk menentukan kelas situs tanah. Nilai N_{SPT} rata rata dapat dijelaskan sebagai berikut:

Tabel 3. 27 Klasifikasi Situs Berdasarkan N_{SPT}

Layer	di	Ni	di/Ni
	(m)		
1	1,5	2	0,75
2	1,5	3	0,50
3	1,5	4	0,38
4	1,5	5	0,30
5	1,5	25	0,06
6	1,5	36	0,04
7	1,5	31	0,05
8	1,5	60	0,03
9	1,5	28	0,05
10	1,5	42	0,04
11	1,5	46	0,03
12	1,5	32	0,05
13	1,5	50	0,03
14	1,5	42	0,04
15	1,5	22	0,07

Layer	di	Ni	di/Ni
	(m)		
16	1,5	21	0,07
17	1,5	19	0,08
18	1,5	31	0,05
19	1,5	38	0,04
20	1,5	46	0,03
Σdi	30	Σdi/Ni	2,67

$$\bar{N} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{N_i}} = \frac{30}{2,67} = 11$$

Dengan nilai rata rata 11 maka dikategorikan sebagai kelas situs SE.

2) Koefisien Situs

$$\text{Koefisien situs periode } 0,2 \text{ dt (Fa)} = 1,27$$

$$\text{Koefisien situs periode } 1,0 \text{ dt (Fv)} = 2,45$$

5. Percepatan Gempa Maksimum

$$\text{Parameter respon percepatan periode } 0,2 \text{ dt (SMS)} = \text{Fa} \cdot \text{Ss}$$

$$= 1,00 \text{ g}$$

$$\text{Parameter respon percepatan periode } 1,0 \text{ dt (SM1)} = \text{Fv} \cdot \text{S1}$$

$$= 0,95 \text{ g}$$

6. Gempa Desain Struktur

$$\text{Parameter spectral percepatan periode } 0,2 \text{ dt (SDS)} = \frac{2}{3} \cdot \text{SMS}$$

$$= 0,669 \text{ g}$$

$$\text{Parameter spectral percepatan periode } 1,0 \text{ dt (SD1)} = \frac{2}{3} \cdot \text{SM1}$$

$$= 0,633 \text{ g}$$

7. Periode Getar Fundamental Struktur

$$\text{T0} = 0,2 \text{ (SD1/SDS)}$$

$$= 0,189 \text{ detik}$$

$$\text{Ts} = \text{SD1/SDS}$$

$$= 0,946 \text{ detik}$$

Periode panjang (TL) = 20 detik

8. Spektrum Respons Desain

Untuk $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$

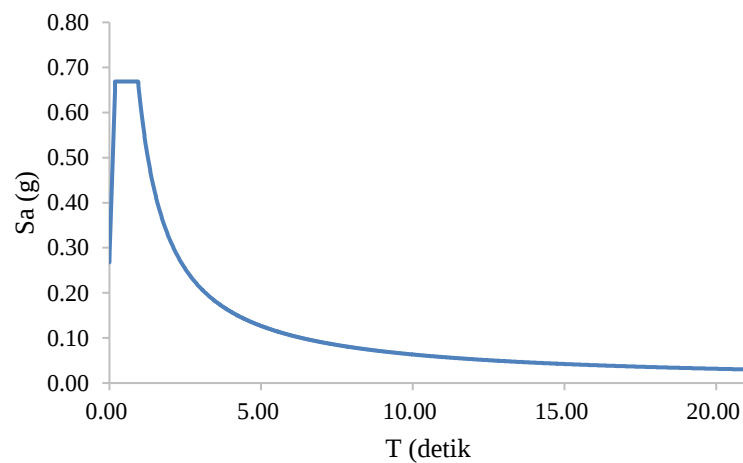
$$S_a = S_{DS}$$

Untuk $T_s < T < T_L$

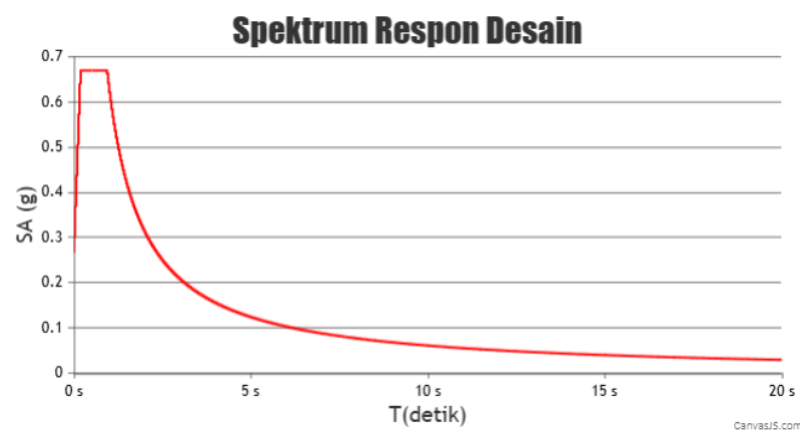
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Untuk $T > T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$$



Gambar 3. 11 Grafik Respon Spektrum Perhitungan Manual



Gambar 3. 12 Grafik Respon Spektrum Menggunakan Program Website RSA

9. Kategori Desain Seismik (KDS)

Kategori desain seismik berdasarkan SDS = D
dan SD1

10. Sistem Struktur Berdasarkan KDS

Berdasarkan Pasal 18.2.1.7 SNI 2847-2019, struktur yang masuk dalam KDS D,E, atau F dapat terkena guncangan tanah yang kuat. Oleh karena itu, sistem strukturnya adalah rangka pemikul momen khusus, dinding struktural khusus, atau kombinasi keduanya, maka digunakan sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus.

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien modifikasi respon (R)} &= 8 \\
 \text{Faktor kuat lebih sistem } (\Omega_o) &= 3 \\
 \text{Faktor pembesaran defklesi (Cd)} &= 5,5 \\
 \text{Faktor skala} &= \frac{g \cdot I}{R} \\
 &= 1225,83 \text{ mm/sec}^2
 \end{aligned}$$

3.3.3.6 Beban Gempa *Time History*

Berdasarkan SNI 1726-2019 setidaknya diperlukan tiga rekaman atau simulasi riwayat waktu percepatan yang harus dipilih dari beberapa kejadian gempa dengan kemiripan magnitudo dan jarak sumber gempa yang ditinjau. Rentang magnitudo dan jarak sumber gempa untuk wilayah Jakarta didapat dari “Buku Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia untuk Perencanaan dan Evaluasi Infrastruktur Tahan Gempa”. Didapat nilai rentang sebagai berikut.

Tabel 3. 28 Magnitudo dan Jarak pada Lokasi Perencanaan

Sumber	Magnitudo	Jarak (km)
	0.2 detik	0.2 detik
Shallow Crustal	5,8-6,2	40-50
Benioff	7,2-7,4	120-150
Megathrust	8,2-8,8	150-200

Untuk rekaman riwayat gempa shallow crustal diambil dari website PEER *Ground Motion Database*. Sedangkan rekaman riwayat gempa subduksi diambil dari website *Natural Hazards Risk and Resiliency Research Center* (NHR3).

Selanjutnya untuk pencocokan rekaman gempa asli terhadap respon spektrum lokasi bangunan menggunakan bantuan program Seismomach 2024 *student version*.

3.3.4 Kombinasi Pembebanan

Untuk kombinasi pembebanan yang digunakan menggunakan desain kekuatan ultimit. Kombinasi pembebanan untuk desain kekuatan ultimit mengacu pada SNI 1727:2020 pasal 2.3. Kombinasi pembebanan digunakan sebagai berikut:

Tabel 3. 29 Kombinasi Pembebanan Untuk Desain Kekuatan Ultimit

Persamaan	DL	SIDL	LL	L _r	R	W _x	W _y	E _x	E _y
1	1,40	1,40							
2	1,20	1,20	1,60	0,50					
	1,20	1,20	1,60		0,50				
3	1,20	1,20	1,00	1,60					
	1,20	1,20		1,60		0,50			
	1,20	1,20		1,60			0,50		
	1,20	1,20		1,60		0,38	0,38		
	1,20	1,20	1,00		1,60				
	1,20	1,20			1,60	0,50			
	1,20	1,20			1,60		0,50		
	1,20	1,20			1,60	0,38	0,38		
4	1,20	1,20	1,00	0,50		1,00			
	1,20	1,20	1,00	0,50			1,00		
	1,20	1,20	1,00	0,50		0,75	0,75		
	1,20	1,20	1,00		0,50	1,00			
	1,20	1,20	1,00		0,50		1,00		
	1,20	1,20	1,00		0,50	0,75	0,75		
5	0,90	0,90				1,00			
	0,90	0,90					1,00		
	0,90	0,90				0,75	0,75		
6	1,32	1,32	1,00					1,30	0,39
	1,32	1,32	1,00					1,30	-0,39
	1,32	1,32	1,00					-1,30	0,39

Persamaan	DL	SIDL	LL	L _r	R	W _x	W _y	E _x	E _y
	1,32	1,32	1,00					-1,30	-0,39
	1,32	1,32	1,00					0,39	1,30
	1,32	1,32	1,00					-0,39	1,30
	1,32	1,32	1,00					0,39	-1,30
	1,32	1,32	1,00					-0,39	-1,30
7	0,78	0,78						1,30	0,39
	0,78	0,78						1,30	-0,39
	0,78	0,78						-1,30	0,39
	0,78	0,78						-1,30	-0,39
	0,78	0,78						0,39	1,30
	0,78	0,78						-0,39	1,30
	0,78	0,78						0,39	-1,30
	0,78	0,78						-0,39	-1,30
	0,60	0,60				0,45	0,45		

3.3.5 Kontrol Periode Fundamental Struktur

Getaran alami yang ditimbulkan bangunan disebabkan oleh adanya kekakuan dan massa struktur tanpa adanya gaya luar. Semakin besar periode getar maka semakin kecil gaya gempa yang diterima. Periode struktur dapat menunjukkan apabila ada pemodelan yang tidak benar, dengan menunjukkan hasil periode yang tidak normal. Maka, diperlukan pengecekan terhadap periode struktur seperti yang diatur dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.2.

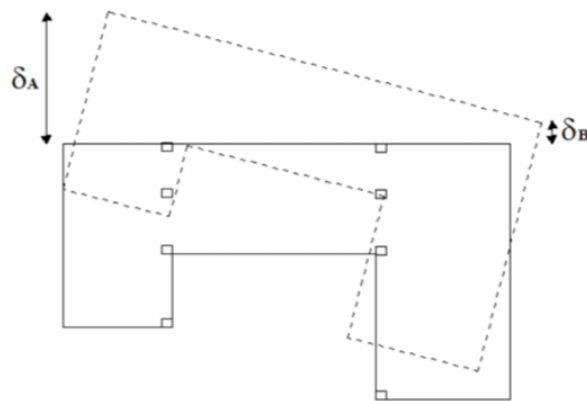
3.3.6 Ketidakberaturan Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.3.2, struktur harus diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan. Terdapat ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal.

3.3.6.1 Ketidakberaturan Horizontal

1. Ketidakberaturan Torsi

Terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 1a (ketidakberaturan torsi) dan ketidakberaturan horizontal tipe 1b (ketidakberaturan torsi berlebih).



Gambar 3. 13 Ketidakberaturan Torsi
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Ketidakberaturan ini terjadi apabila jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Sedangkan untuk ketidakberaturan torsi berlebihan terjadi jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.

Nilai *displacement* (δ) diperoleh dari *output* analisis *software* ETABS menggunakan beban gempa statik ekuivalen, dengan eksentrisitas sebesar 5%, hal ini mempertimbangkan adanya torsi tak terduga.

Apabila terdapat ketidakberaturan, maka analisis struktur harus memenuhi konsekuensi yang terdapat pada tabel.

Tabel 3. 30 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Struktur masih dapat dianalisis dengan metode statik ekuivalen	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari	Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
	persamaan 51 pada SNI 1726:2019	persamaan 51 pada SNI 1726:2019
3	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta
4	Properties penampang retak harus disertakan	Properties penampang retak harus disertakan
5	Wajib menyertakan torsi tak terduga sebesar 5%	Pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
6	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019
7		Simpangan antar lantai harus memenuhi Δ/ρ

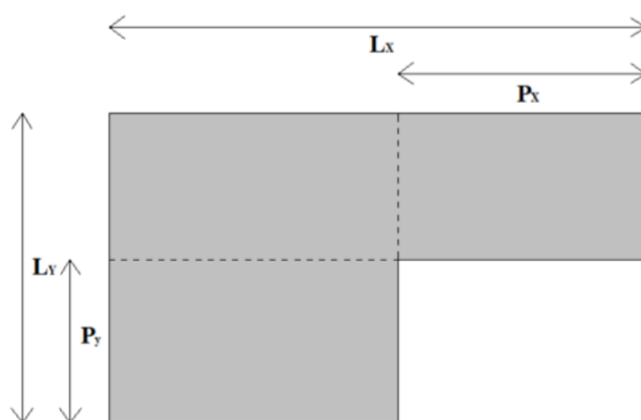
Tabel 3. 31 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1b

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Khusus KDS B, C atau D, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Khusus KDS B, C, atau D, faktor reduksi (ρ) harus 1,3
3	Khusus KDS B, C, atau D, wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
4	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
5	Khusus pada KDS C atau D, torsi tak terduga (5%) harus diperbesar dengan faktor A_x menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726:2019

No	KDS B, C, D, E, atau F
6	Khusus KDS D, gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
7	Khusus KDS E atau F, tidak diizinkan harus <i>redesign</i> struktur

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan sudut dalam jika pada kedua dimensi proyeksi denah struktur dari sudut dalam >15% dimensi denah struktur pada arah yang ditinjau.



Gambar 3. 14 Ketidakberaturan Sudut Dalam
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Tabel 3. 32 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2

No	KDS B atau C	KDS D,E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2		Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong

atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.



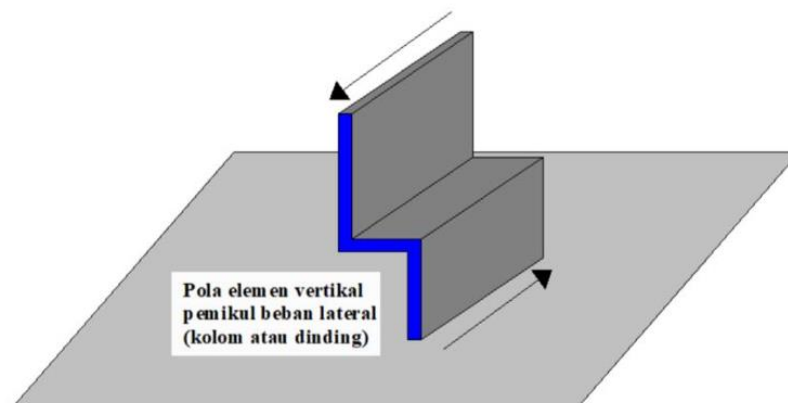
Gambar 3. 15 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Tabel 3. 33 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3

No	KDS B atau C	KDS D,E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2		Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019

4. Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan pergeseran tegak lurus terhadap bidang jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.



Gambar 3. 16 Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

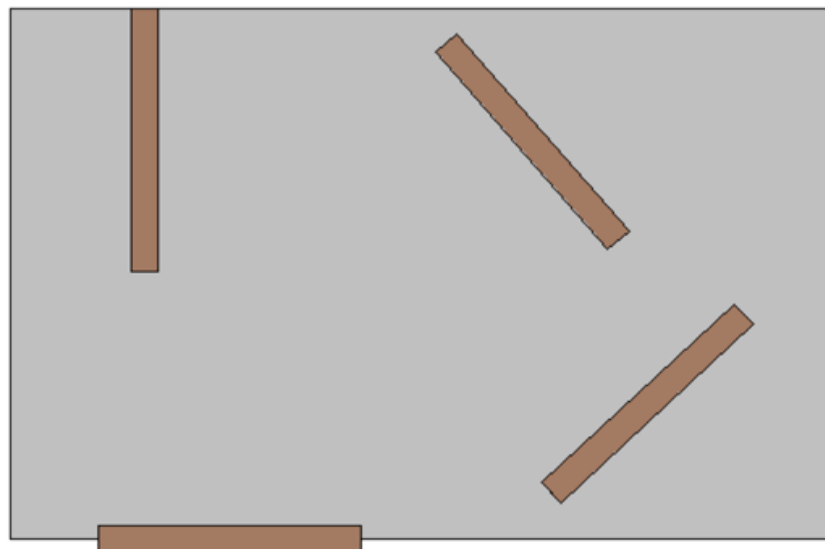
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Tabel 3. 34 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Gaya pada elemen pendukung kolom/dinding yang bergeser harus diperbesar dengan nilai Ω_0
2	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
3	Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
4	Khusus KDS D, E, atau F, gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari persamaan 51 pada SNI 1726:2019
5	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Suatu struktur dikatakan memiliki ketidakberaturan sistem nonparalel jika terdapat sistem portal atau dinding geser tidak orthogonal (siku).



Gambar 3. 17 Ketidakberaturan Sistem Nonparalel
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

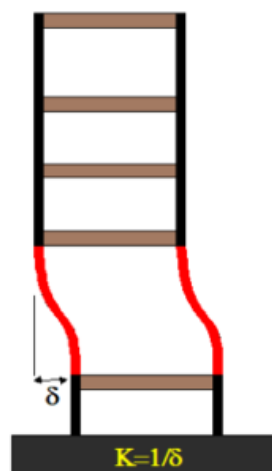
Tabel 3. 35 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja, deformasi zona harus disertakan
2	Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)
3	Khusus KDS C, D, E, atau F, kombinasi beban gempa 100% arah utama serentak dengan 30% arah orthogonal. Jika menggunakan analisis riwayaat waktu, maka gerakan tanah diterapkan dalam 2 arah orthogonal secara bersamaan
4	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

3.3.6.2 Ketidakberaturan Vertikal

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan tingkat lunak dibagi menjadi ketidakberaturan tingkat lunak (1a) dan ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan (1b). Ketidakberaturan tipe 1a apabila terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya $< 70\%$ kekakuan tingkat di atasnya atau $< 80\%$ kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Ketidakberaturan 1b terjadi jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya $< 60\%$ kekakuan lateral tingkat di atasnya atau $< 70\%$ kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.



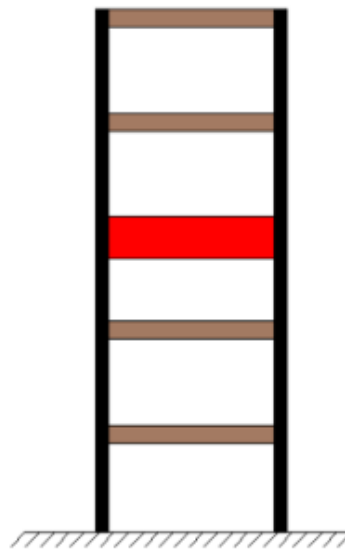
Gambar 3. 18 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Tabel 3. 36 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b

No	Tipe 1a	Tipe 1b
1	Khusus KDS B atau C tidak berpengaruh	Khusus KDS D, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen	Khusus KDS E atau F, tidak diizinkan harus <i>redesign</i> struktur

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)

Ketidakberaturan berat (massa) ada jika massa efektif di sembarang tingkat >150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.



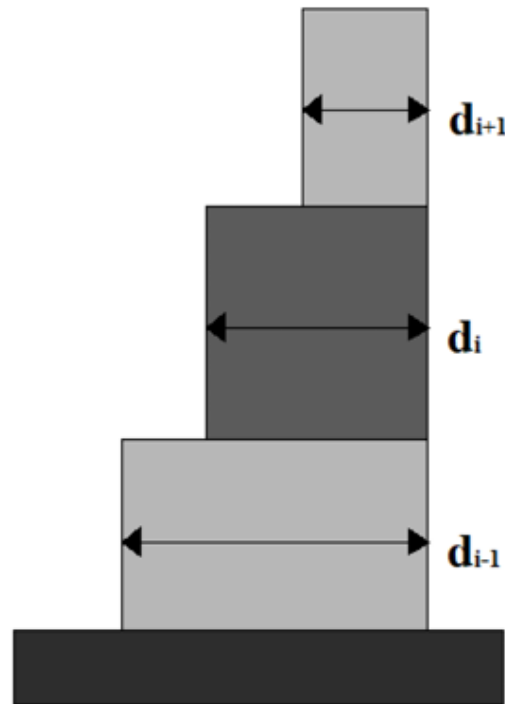
Gambar 3. 19 Ketidakberaturan Berat (Massa)
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Tabel 3. 37 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 2

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

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



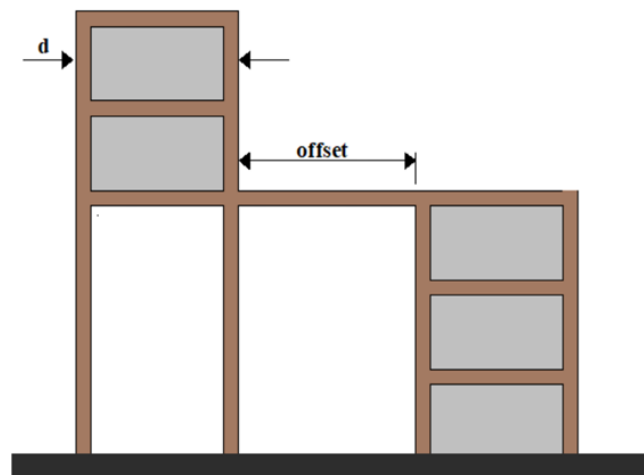
Gambar 3. 20 Ketidakberaturan Geometri Vertikal
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Tabel 3. 38 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

No	KDS B atau C	KDS D, E, atau F
1	Tidak berpengaruh	Struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen

4. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.



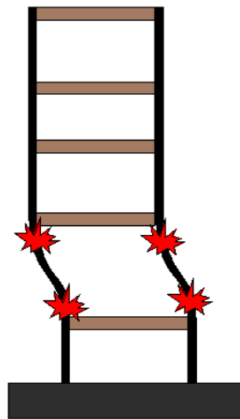
Gambar 3. 21 Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral
Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Tabel 3. 39 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 4

No	KDS B, C, D, E, atau F
1	Khusus KDS D, E, atau F, struktur tidak boleh dianalisis dengan metode statik ekuivalen
2	Gaya gaya pada elemen diaphragma dan kolektor diperbesar 25%
3	Gaya pada elemen pendukung kolom/dinding yang bergeser harus diperbesar dengan nilai Ω_o

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakberaturan ini adalah ketidakberaturan tipe 5a dan 5b. Ketidakberaturan tipe 5a ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau. Sedangkan ketidakberaturan tipe 5b ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.



Gambar 3. 22 Ketidakberaturan Tingkat Lemah dan Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat

Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

3.3.7 Kontrol Perilaku Struktur

3.3.7.1 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1, analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur. Apabila belumm mencapai 100%, maka jumlah modal perlu ditambah dan dilakukan pengecekan ulang. Kemudian dalam pasal 7.9.1.1 juga menyatakan sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukan jumlah ragam yang minimum mencapai massa ragam terkombinasi minimum 90% dari massa aktual.

3.3.7.2 Karakteristik Respon Dinamik dari Struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019, karakteristik respon dinamik dari struktur untuk mode 1, mode 2, dan mode 3 masing masing harus mempunyai pola gerak dominan translasi, translasi dan rotasi. Hal tersebut didapatkan dari *output* analisis *software* ETABS pada bagian *Modal Participating Mass Ratio* (MPMR).

3.3.7.3 Metode Kombinasi Ragam

Parameter respons kombinasi ragam terdapat dua metode yaitu metode akar kuadrat (*Square Root of The Sum of Squares*) dan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination*). Dalam SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.3, menjelaskan penggunaan kedua metode tersebut didasarkan pada selisih antar periode getar yang terjadi pada struktur. Jika struktur tersebut beraturan dan jarak

antar periode getar berdekatan (diambil selisih kurang dari 15%) maka digunakan metode CQC, sedangkan untuk jarak antar periode yang berjauhan maka digunakan metode SRSS(Widorini, Crista, dan Widiatmoko 2022).

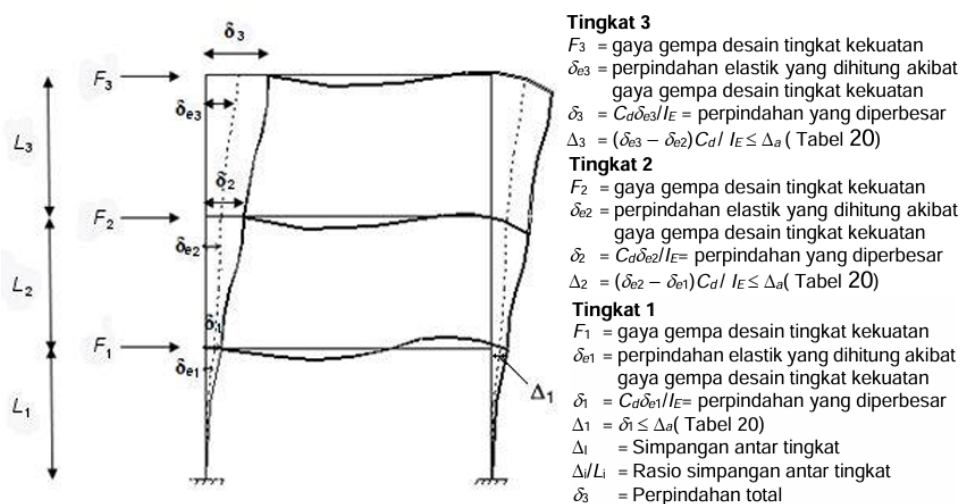
3.3.7.4 Faktor Skala Gaya

Gaya geser dasar adalah gaya lateral atau gaya desain total akibat dari beban gempa yang terjadi pada tingkat dasar, di mana akan didistribusikan ke semua tingkat secara vertikal sepanjang tinggi struktur sebagai gaya gempa lateral yang bekerja pada masing-masing tingkat bangunan.

Gaya geser dasar statik yang terjadi dipengaruhi oleh berat seismik efektif (W) dan ketinggian di tiap lantai. Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4, perlu adanya kontrol terhadap nilai gaya geser dasar. nilai gaya geser dasar dinamik di mana besarnya gaya geser dasar dinamik yang didapat dari analisis respon spektrum disyaratkan harus lebih besar atau sama dengan 100% dari nilai gaya geser dasar statik. Jika syarat tersebut tidak terpenuhi maka beban gempa dinamik harus dikalikan dengan faktor skala.

3.3.8 Kontrol Simpangan

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.6, penentuan simpangan anatar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau seperti Gambar 3.23.



Gambar 3. 23 Penentuan Simpangan Antar Tingkat
 Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

Simpangan antar lantai tigkat desain (Δ) seperti yang telah ditentukan sebelumnya tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin didapat pada tabel untuk semua tingkat.

Tabel 3. 40 Simpangan Antar Lantai Izin

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai.	0,025hsx	0,020hsx	0,015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010hsx	0,010hsx	0,010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007hsx	0,007hsx	0,007hsx
Semua struktur lainnya	0,020hsx	0,015hsx	0,010hsx

Sumber: (Badan Standardisasi Nasional 2019b)

3.3.9 Kontrol Pengaruh P-Delta

Pada analisis orde kedua (*second order analysis*), persamaan keseimbangan dirumuskan berdasarkan struktur yang telah berdeformasi. Karena analisa ini mengarah pada hubungan beban dan pergeseran yang tak linear, beban yang digunakan dalam analisis adalah beban yang menyebabkan kondisi keruntuhan. Sehingga lendutan dan efek dari analisis orde kedua tergantung pada asumsi kekakuan dari elemen elemen batang yang ditinjau pada kondisi keruntuhan dan dengan memperhatikan perilaku tak linear. Kondisi struktur seperti ini disebut dengan pengaruh P-Delta ($P-\Delta$ effect) (Suhana dan Pello 2015). Perhitungan P-Delta *Effect* dilakukan untuk mempertimbangkan penambahan simpangan (Istiono dan Ramadhan 2020). Pengaruh P-Delta diatur dalam SNI 1726:2019 pasal 7.8.7.

3.3.10 Penambahan *Fluid Viscous Damper* pada Struktur Bangunan

Preliminary design dihitung berdasarkan periode bangunan, kekakuan lantai, dan simpangan antar tingkat bangunan gedung tanpa menggunakan *fluid viscous damper* yang telah dihitung sebelumnya. Damper yang digunakan pada

penelitian ini diambil merk *Taylor Devices inc.* Daftar jenis FVD dapat dijelaskan sebagai berikut:

Tabel 3. 41 Jenis Model *Fluid viscous damper* Merk *Taylor Devices inc.* (1)

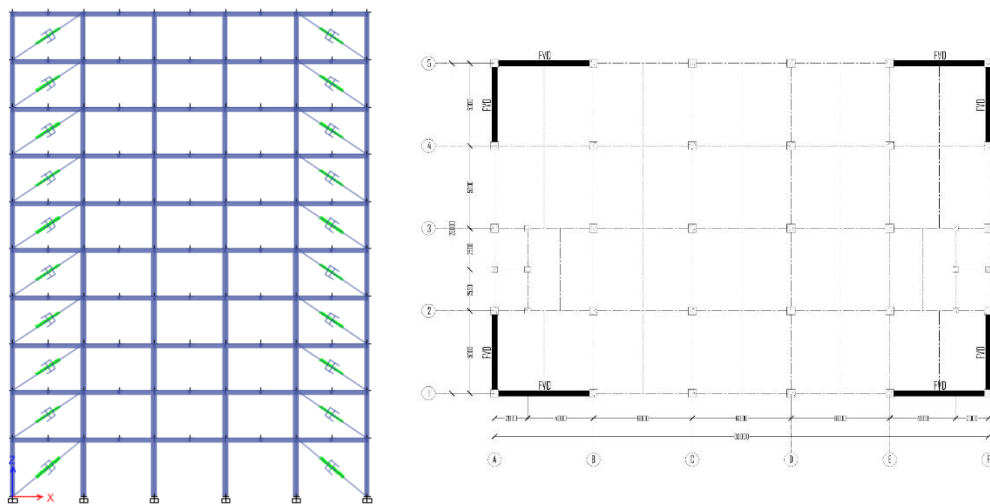
Taylor Devices Model Number	Force (kN)	Spherical Bearing Bore Diameter (mm)	Mid-Stroke Length (mm)	Stroke (mm)	Clevis Thickness (mm)
17120	250	38,10	867	±75	43
17130	500	51,80	1067	±100	55
17140	750	57,15	1194	±100	59
17150	1000	69,85	1238	±100	71
17160	1500	76,20	1314	±100	77
17170	2000	88,89	1575	±125	91
17180	3000	101,6	1575	±125	117
17190	4000	127	1880	±125	142
17200	6500	152,4	2134	±125	152
17210	8000	177,8	2293	±125	178

Tabel 3. 42 Jenis Model *Fluid viscous damper* Merk *Taylor Devices inc.* (2)

Taylor Devices Model Number	Bearing Thickness (mm)	Maximum Clevis Width (mm)	Clevis Depth (mm)	Maximum Cylinder Diameter (mm)	Weight (kg)
17120	33	102	83	114	41
17130	44	127	102	150	82
17140	50	152	129	184	136
17150	61	184	150	210	193
17160	67	203	162	241	250
17170	78	235	191	285	408
17180	89	286	228	350	701
17190	111	324	210	425	1225
17200	121	350	305	515	1810

Taylor Devices Model Number	Bearing Thickness (mm)	Maximum Clevis Width (mm)	Clevis Depth (mm)	Maximum Cylinder Diameter (mm)	Weight (kg)
17210	135	415	343	565	2495

Setelah mendapatkan nilai kekakuan bangunan dan periode struktur, maka dapat ditentukan pemasangan kebutuhan *fluid viscous damper*. Untuk pemodelan bangunan struktur gedung beton bertulang dengan *fluid viscous damper* dilakukan dengan bantuan *software* ETABS.

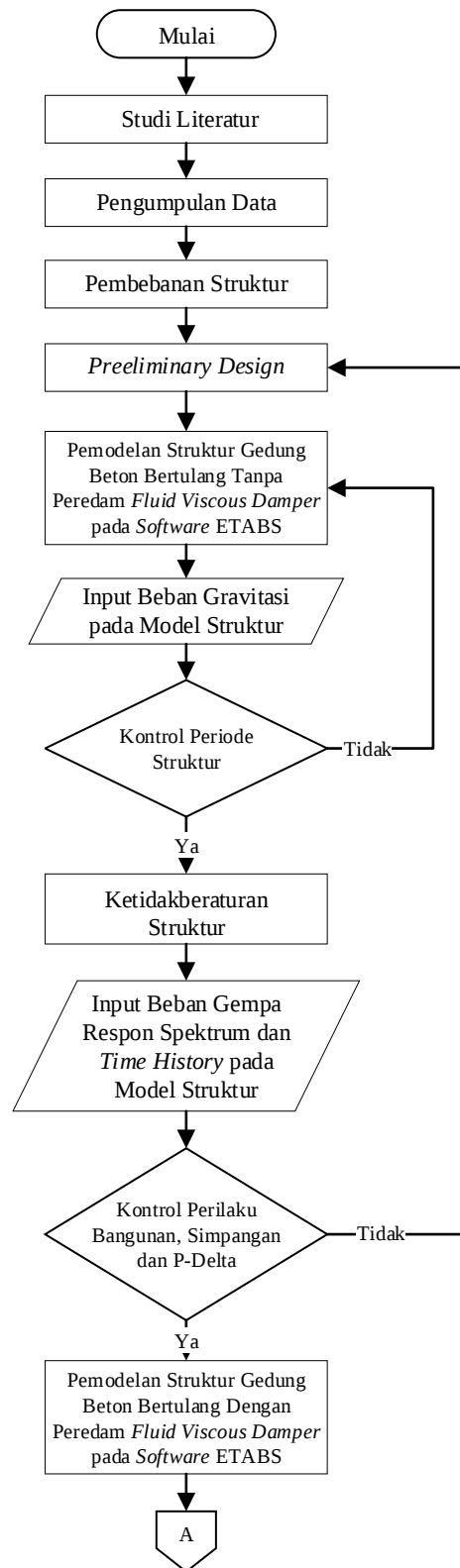


Gambar 3. 24 Pemodelan Struktur Bangunan Gedung dengan Peredam *Fluid viscous damper*

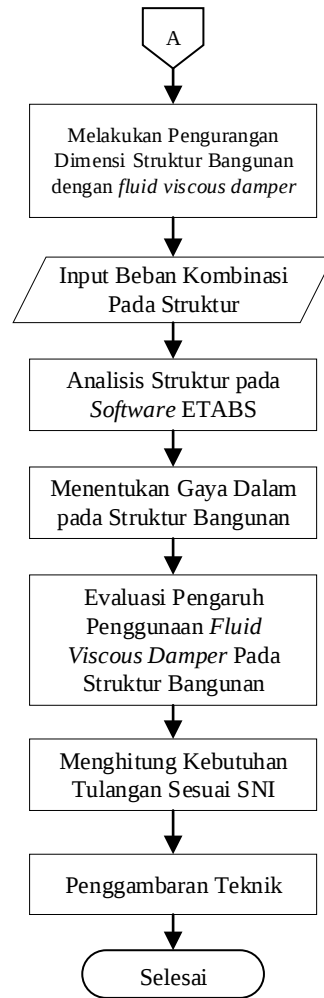
3.3.11 Menghitung Kebutuhan Tulangan

Output gaya dalam pada *software* ETABS akan digunakan untuk desain penulangan sesuai dengan SNI 2847:2019. Setiap elemen struktur akan dibagi menjadi beberapa grup untuk pendetailan tulangan.

3.4 Bagan Alir Penelitian



Gambar 3. 25 Bagan Alir Penelitian



Gambar 3. 26 Bagan Alir Penelitian (Lanjutan)