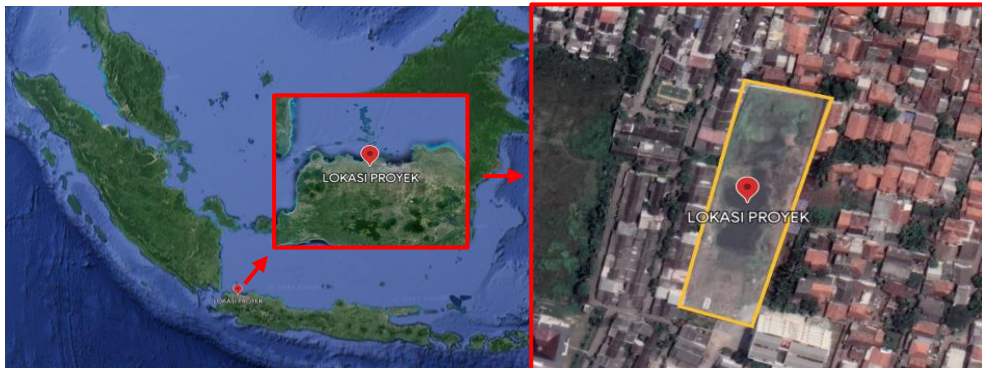


BAB 3

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi Perencanaan

Lokasi perencanaan gedung apartemen ini berada di Kecamatan Sepatan, Kabupaten Tangerang, Provinsi Banten. Secara koordinat terletak pada -6,113143 Lintang Selatan dan 106,5618864 Bujur Timur. Lokasi tersebut merupakan hamparan tanah kosong yang dikelilingi oleh pemukiman yang padat, sebagaimana ditampilkan pada Gambar 3.1 yang diambil menggunakan *Google Earth*.



Gambar 3.1 Lokasi Perencanaan Gedung Apartemen

3.2 Teknik Pengumpulan Data

3.2.1 Data Primer

Sebagai keperluan perencanaan struktur gedung apartemen pada penulisan tugas akhir ini tidak menggunakan data primer.

3.2.2 Data Sekunder

Penelitian ini hanya menggunakan data sekunder untuk keperluan perencanaan, yaitu berupa data tanah dari hasil uji lapangan berupa *Cone Penetration Test (CPT)* dan *Standart Penetration Test (SPT)* yang dilakukan oleh PT. Rekayasa Geoteknik Indonesia.

3.3 Alat dan Bahan

Digunakan alat berupa laptop untuk menunjang penelitian tugas akhir ini. Kemudian beberapa *software* seperti ETABS, spColumn, AutoCAD, Microsoft Word, dan Microsoft Excel.

3.4 Teknik Analisis Data

3.4.1 Data Teknis

Bangunan direncanakan dengan sistem ganda dengan material beton bertulang. Fungsi bangunan berupa apartemen, tinggi bangunan 30m, dan berjumlah 10 lantai dengan ketinggian antar lantai 3m.

3.4.1.1 Mutu Beton

Berdasarkan SNI 2847-2019; Tabel 19.2.1.1, nilai minimum mutu beton adalah $f'c = 21$ MPa. Sedangkan untuk batas maksimal tidak ditentukan.

Mutu beton yang digunakan pada perencanaan struktur apartemen ini adalah K-350 untuk struktur pelat, balok, dan struktur horizontal lainnya. Sedangkan untuk struktur vertikal seperti kolom dan *shear wall* digunakan mutu beton K-400.

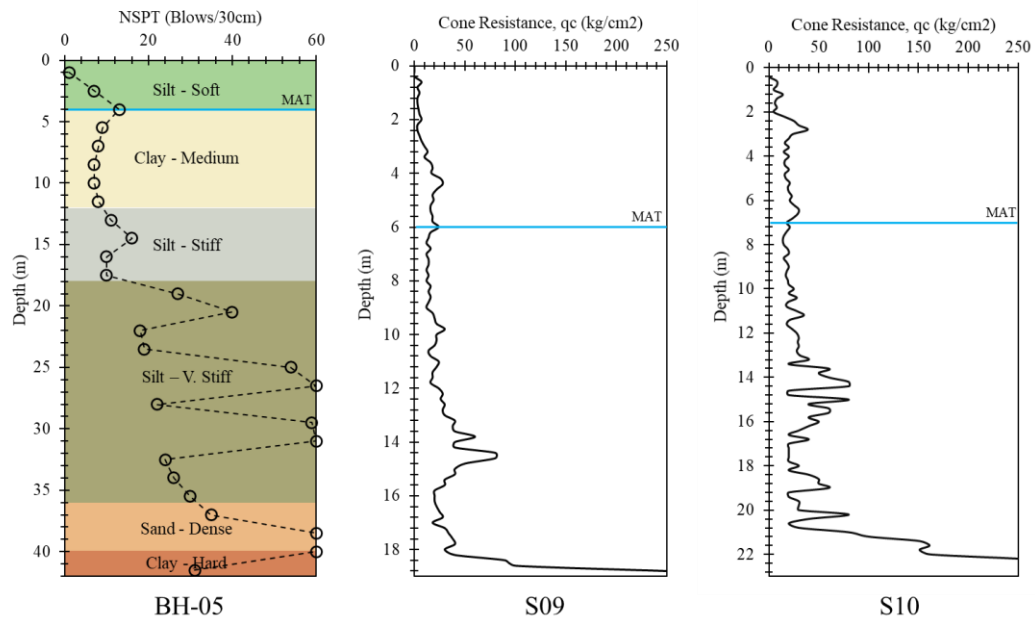
3.4.1.2 Mutu Baja Tulangan

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 apartemen ini untuk tulangan lentur (D), $f_y = 420$ MPa. Kemudian, untuk tulangan geser (D), $f_y = 280$ MPa.

3.4.1.3 Kondisi Tanah Dasar

Data lapangan yang digunakan merupakan hasil penyelidikan tanah berupa sondir / *Cone Penetration Test* (CPT) pada 2 titik, *Standart Penetration Test* (SPT) pada 1 titik pengeboran, dan pengujian *sample* tanah di laboratorium.



Gambar 3.2 Grafik Hasil Uji SPT dan CPT

Berdasarkan data BH-05, dari permukaan hingga kedalaman 4m merupakan lapisan lanau dengan konsistensi *soft*. Kemudian dari kedalaman 4-12 m merupakan lapisan lempung dengan konsistensi *medium*. Lalu dari kedalaman 12-18 m merupakan lapisan lanau dengan konsistensi *stiff*. Selanjutnya dari kedalaman 18-36 m merupakan lapisan lempung dengan konsistensi *very stiff*. Kemudian dari kedalaman 36-40 m merupakan lapisan pasir *dense*. Sesudah itu dari kedalaman 40-42 m merupakan lapisan lempung dengan konsistensi *hard*.

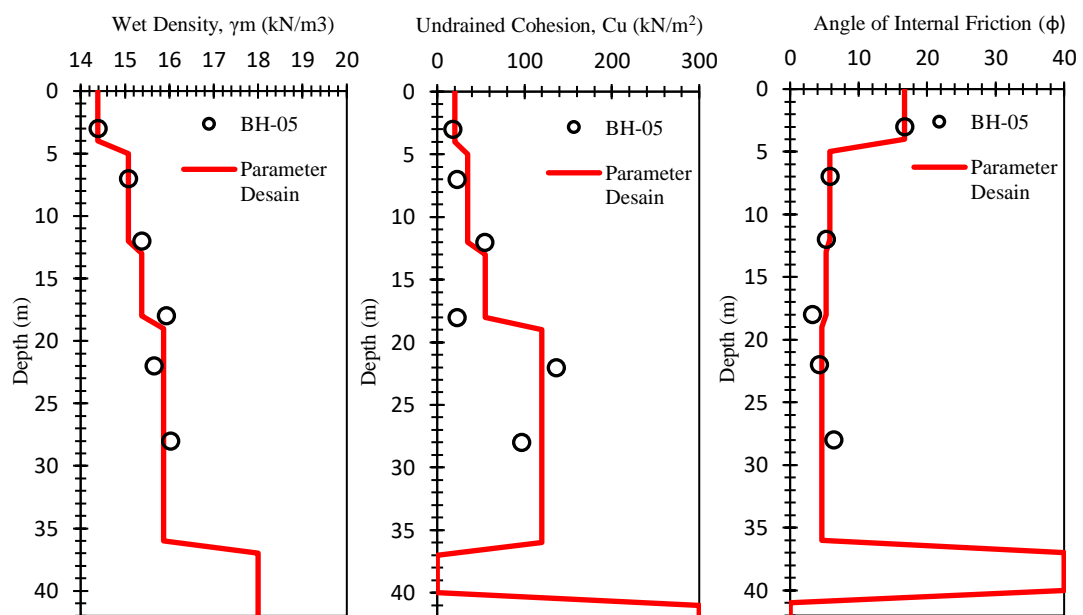
Selanjutnya berdasarkan data hasil CPT, terdapat lapisan lanau berlempung pada kedalaman 25 – 27 meter, setelah itu lapisan lanau berpasir pada 29,5 – 31 meter, selanjutnya lapisan pasir pada kedalaman 39 – 40 meter, kemudian selepas

kedalaman 40 meter dijumpai suatu lapisan lempung dengan tingkat kekuatan yang lebih rendah. Berdasarkan pengujian CPT, lapisan tanah cenderung lunak ditemukan dari permukaan tanah hingga kedalaman 18 meter, dengan adanya sisipan-sisipan pasir kelanauan pada kedalaman 8 meter dan 15 meter. Peningkatan kekakuan dan kepadatan tanah mulai ditemukan mulai pada kedalaman 18 meter.

Muka air tanah berdasarkan SPT terdapat pada kedalaman 4m, sedangkan pada hasil CPT terdapat pada kedalaman 6m dan 7m untuk S09 dan S10.

3.4.1.4 Parameter Tanah

Secara umum parameter tanah diambil berdasarkan hasil uji laboratorium dan juga berdasarkan korelasi empiris yang ada. Lapisan tanah yang tidak dilakukan pengujian laboratorium digunakan nilai korelasi. Nilai parameter yang didapat baik dari hasil uji laboratorium maupun hasil korelasi empiris dibandingkan dengan batasan-batasan nilai tipikal yang didapat dari berbagai sumber. Pengambilan nilai parameter berdasarkan hasil uji laboratorium dapat dilihat pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 *Properties* Tanah BH-05

Berdasarkan penentuan nilai-nilai parameter yang telah dijelaskan sebelumnya, *summary* parameter desain dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 *Summary* Parameter Desain BH-05

<i>Soil Type</i>	<i>Depth (m)</i>			<i>N</i>	<i>N₆₀</i>	γ_m (kN/m ³)	<i>Cu</i> (kN/m ²)	ϕ	<i>Eu</i> (kN/m ²)	<i>v</i>
<i>Silt - Soft</i>	0	-	3	4	4	14	20	16,73	5000	0,3
<i>Clay - Medium</i>	3	-	12	9	9	15	35	5,83	20000	0,3
<i>Silt - Stiff</i>	12	-	18	11	11	15	55	5,25	50000	0,3
<i>Silt - V. Stiff</i>	18	-	36	35	35	16	120	4,62	50000	0,3
<i>Sand - Dense</i>	36	-	40	46	46	18	-	40,00	25000	0,1
<i>Clay - Hard</i>	40	-	42	60	60	18	300	0,00	50000	0,3

3.4.2 Preliminary Design

Preliminary design adalah tahapan merencanakan dimensi struktur primer berupa balok induk, kolom, *shear wall* dan struktur sekunder berupa balok anak, pelat lantai, dan tangga. Digunakan acuan perencanaan sesuai pada SNI 2847-2019.

3.4.2.1 Preliminary Design Balok

Dimensi balok akan didesain sama untuk disetiap lantainya, berikut merupakan proses perhitungan dimensi awal pada balok dengan nilai $f_y = 420$ MPa.

1. Balok Induk G1

$$\text{Panjang bentang} = 4500 \text{ mm}$$

$$\text{Asumsi kondisi perletakan} = \text{Perletakan sederhana}$$

$$\text{Tinggi minium penampang} = L/16 = 4500/16 = 281,250 \text{ mm}$$

$$\text{Rencana tinggi penampang (h)} = 550 \text{ mm}$$

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

$$\text{Lebar penampang} = h/1,5 = 550/1,5 = 367 \text{ mm}$$

$$\text{Rencana lebar penampang (b)} = 350 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - t_s - \phi - D/2 \\ &= 500 - 40 - 10 - (16/2) \\ &= 492 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat batasan geometri:

- 1) Bentang bersih balok (l_n) harus minimal $4d$

Diasumsikan dimensi kolom 500×500 mm, maka bentang bersih balok adalah:

$$l_n = 4500 - (500/2) - (500/2) = 4000 \text{ mm} \geq (4d = 1968 \text{ mm}) \text{ (memenuhi)}$$

- 2) Lebar penampang balok harus sekurang-kurangnya nilai terkecil dari $0,3h$ dan 250 mm.

$$b = 350 \text{ mm} \geq (0,3h = 165 \text{ mm}) \text{ dan } 250 \text{ mm} \text{ (memenuhi)}$$

- 3) Proyeksi lebar balok yang melampaui kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing kolom.

$$\begin{aligned} b &= 350 \text{ mm} \leq (c_2 + \min(c_2; 0,75c_1)) \\ &= 350 \text{ mm} \leq (500 + \min(500; 375)) \\ &= 350 \text{ mm} \leq 875 \text{ mm} \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya akan disajikan dalam bentuk Tabel 3.2 dengan proses perhitungan yang sama seperti pada balok induk G1.

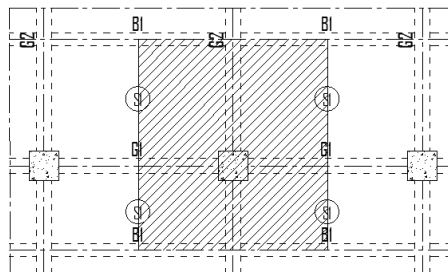
Tabel 3.2 Rekapitulasi *Preliminary Design* Balok

Tipe	L	h_{\min}	h_{desain}	$b = h/1,5$	b_{desain}	Kontrol (1,2,3)	Ket.
G1	4500	281	550	367	350	OK	BI
G2	6400	400	600	400	350	OK	BI
G3	3200	200	500	333	300	OK	BI

Tipe	L	h_{\min}	h_{desain}	$b = h/1,5$	b_{desain}	Kontrol (1,2,3)	Ket.
B1	4500	243	400	267	300	OK	BA
B2	3000	162	400	267	300	OK	BA
BL	3200	173	400	267	300	OK	BA

3.4.2.2 Preliminary Design Kolom

Kolom yang berada dibawah akan memikul beban lebih besar daripada kolom diatasnya. Maka dari itu, dimensi kolom akan diperkecil pada lantai ke-5. Pembebanan diambil berdasarkan SNI 1727-2020; Lampiran C3.1 untuk beban mati dan Tabel 4.3-1 untuk beban hidup.



Gambar 3.4 Lokasi Kolom K1 pada Lantai Atap

1. *Dead Load (DL)*

$$\text{Berat jenis material beton bertulang} = 23,536 \text{ kN/m}^3$$

2. *Superimposed Dead Load (SIDL)*

$$\text{Finishing (keramik), 1,9 cm diatas mortar 2,5 mm} = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ducting mekanikal (ventilasi udara)} = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Penggantung langit-langit (material baja)} = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Plafond (papan serat akustik)} = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lapisan } \textit{waterproffing} \textit{ (membranes liquid applied)} = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Instalasi listrik} = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pipa air bersih dan kotor} = 0,10 \text{ kN/m}^2$$

3. *Live Load* (LL)

Semua ruang kecuali tangga	= 1,92 kN/m ²
Ruang publik	= 4,79 kN/m ²
Atap (dak)	= 0,96 kN/m ²

Kemudian untuk menentukan dimensi kolom, dihitung berat per lantai yang ditunjukkan pada Tabel 3.3 s.d Tabel 3.5.

Tabel 3.3 Distribusi Beban Mati yang Ditahan Kolom K1

Komponen Beban	p	l	t	Berat	Jumlah	Berat
	m	m	m	Jenis		kN
1. Lantai Atap						
<i>Dead Load</i> (DL)				kN/m ³		
Pelat lantai (S1)	5,0	4,50	0,12	23,54	1	63,547
Void	3,0	2,25	0,12	23,54	1	19,064
Pelat lantai (S1) -Void						44,483
Pelat lantai (S2)	3,0	2,25	0,15	23,54	1	23,830
Pelat lantai (S1) -Void + Pelat lantai (S2)						68,313
Balok G1	4,5	0,35	0,55	23,54	1	20,388
Balok G2	5,0	0,35	0,60	23,54	1	24,713
Balok B1	3,0	0,30	0,40	23,54	1	8,473
Balok B1	4,5	0,30	0,40	23,54	2	25,419
<i>Superimposed Dead Load</i> (SIDL)				kN/m ²		
<i>Ducting</i> mekanikal	5,0	4,5		0,19	1	4,275
Penggantung langit-langit	5,0	4,5		0,10	1	2,250
Plafond (papan serat akustik)	5,0	4,5		0,05	1	1,125
Lapisan <i>waterproffing</i>	5,0	4,5		0,05	1	1,125
Instalasi listrik	5,0	4,5		0,10	1	2,206
Pipa air bersih dan kotor	5,0	4,5		0,10	1	2,206
Total berat						160,494

Komponen Beban	p	l	t	Berat	Jumlah	Berat
	m	m	m	Jenis		kN
2. Lantai 1-9						
<i>Dead Load (DL)</i>				kN/m ³		
Pelat lantai (S1)	5,0	4,50	0,12	23,536	1	63,547
Balok G1	4,5	0,35	0,55	23,536	1	20,388
Balok G2	5,0	0,35	0,60	23,536	1	24,713
Balok B1	4,5	0,30	0,40	23,536	2	25,419
<i>Superimposed Dead Load (SIDL)</i>				kN/m ²		
<i>Finishing</i> (keramik), 1,9 cm	5,0	4,5		1,10	1	24,750
<i>Ducting</i> mekanikal	5,0	4,5		0,19	1	4,275
Penggantung langit-langit	5,0	4,5		0,10	1	2,250
Plafond (papan serat akustik)	5,0	4,5		0,05	1	1,125
Instalasi listrik	5,0	4,5		0,10	1	2,206
Pipa air bersih dan kotor	5,0	4,5		0,10	1	2,206
Total berat						170,880

Tabel 3.4 Distribusi Beban Hidup yang Ditahan Kolom K1

Komponen Beban	p	l	t	Berat	Jumlah	Berat
	m	m	m	Jenis		kN
1. Lantai Atap						
Pelat S1 dan S2						
Atap (dak)	5,0	4,5		0,96	1	21,600
Genangan air (1cm)	5,0	4,5	0,01	9,70	1	2,183
Atap (dak) + Genangan air (1cm)						23,783
Tambahan beban pelat S2						
Tandon air keadaan kosong (katalog penguin)						1,150
Total air dalam tandon, kapasitas 5100ltr						50,010
Berat total tandon air (pelat memikul 1,5 tandon air)						76,740
Total berat						100,524

Komponen Beban	p	l	t	Berat Jenis	Jumlah	Berat
	m	m	m	kN/m ²		kN
2. Lantai 1-9						
Pelat S1						
Partisi	3,0	4,5		0,72	1	9,72
Semua ruang kecuali tangga	3,0	4,5		1,92	1	25,92
Ruang publik	3,0	4,5		4,79	1	64,665
Total berat						100,305

Tabel 3.5 Kombinasi Beban Perlantai

Lantai	DL+SDL	LL	1,2DL + 1,2 SIDL + 1,6LL	Kumulatif
	kN	kN	kN	kN
Atap	160,494	100,524	353,432	
9	170,880	100,305	365,544	353,432
8	170,880	100,305	365,544	718,975
7	170,880	100,305	365,544	1084,519
6	170,880	100,305	365,544	1450,062
5	170,880	100,305	365,544	1815,606
4	170,880	100,305	365,544	2181,150
3	170,880	100,305	365,544	2546,693
2	170,880	100,305	365,544	2912,237
1	170,880	100,305	365,544	3277,781
GF	0	0	0,000	3643,324

Tabel 3.6 Perhitungan *Preliminary Design* Kolom K1

Kolom Lantai	Pu	A ($P_u/0,3f'_c$)	Sisi Kolom Rencana (mm)		Sisi Kolom Aktual (mm)		Kontrol Syarat Geometri
	N	mm ²	p	l	p	l	
9	353432	35485,093	188	188	650	650	p,l > 300
8	718975	72186,262	269	269			OK
7	1084519	108887,431	330	330			p/l > 0,4

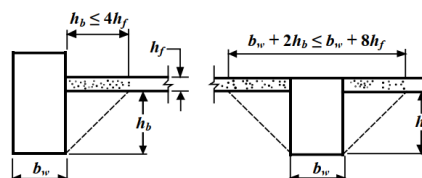
Kolom Lantai	Pu	A ($P_u/0,3f'_c$)	Sisi Kolom Rencana (mm)		Sisi Kolom Aktual (mm)		Kontrol Syarat Geometri
	N	mm ²	p	l	p	l	
6	1450062	145588,600	382	382	700	700	OK
5	1815606	182289,770	427	427			
4	2181150	218990,939	468	468			p,l > 300
3	2546693	255692,108	506	506			OK
2	2912237	292393,277	541	541			p/l > 0,4
1	3277781	329094,446	574	574			OK
GF	3643324	365795,616	605	605			

Tabel 3.7 Rekapitulasi *Preliminary Design* Kolom

Tipe Kolom	K1		K2	
	LT 1-4	LT5-9	LT 1-4	LT5-9
Dimensi (mm)	700 x 700	600 x 600	650 x 650	550 x 550

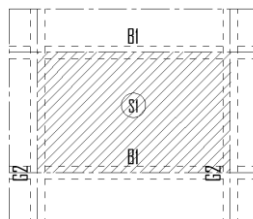
3.4.2.3 *Preliminary Design* Pelat

Tebal pelat ditentukan sesuai dengan SNI 2847-2019 Pasal 7.3.1.1 dan Pasal 8.3.1.1 untuk pelat 2 arah. Kemudian bagian pelat yang dimasukan ke balok mengacu pada Pasal 8.4.1.8, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Bagian Pelat yang Dimasukan ke Balok

1. *Preliminary Design* Pelat 2 Arah



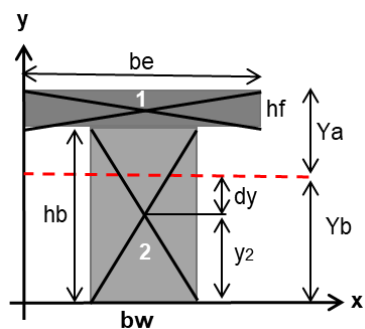
Gambar 3.6 Lokasi Pelat Lantai 2 Arah

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat rencana (hf)} &= 120 \text{ mm} \\
 \text{Panjang bersih arah x (Lx)} &= l_x - 0,5 (G2+G2) \\
 &= 4500 - 0,5 (350+350) = 4150 \text{ mm} \\
 \text{Panjang bersih arah y (Ly)} &= l_y - 0,5 (B1+B1) \\
 &= 2800 - 0,5 (300+300) = 2500 \text{ mm} \\
 \text{Rasio panjang bersih pelat } (\beta) &= L_{\max}/L_{\min} \\
 &= 4150/2500 \\
 &= 1,660 < 2, \text{ maka pelat 2 arah}
 \end{aligned}$$

Rasio perbandingan kekakuan balok B1 terhadap pelat arah y (α_{f1}) :

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar penampang balok (bw)} &= 300 \text{ mm} \\
 \text{hb} = \text{bw} - \text{hf} &= 280 \text{ mm} \\
 \text{Lebar efektif yang dipakai (be)} &= \text{bw} + 2\text{hb} \leq \text{bw} + 8\text{hf} \\
 &= 860 \leq 1260 \text{ mm} = 860 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Titik berat penampang balok :



NO	A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)
1	103200	340	35088000
2	84000	140	11760000
Σ	187200		46848000

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak titik berat terhadap sbm. x (Yb)} &= \frac{\sum Ay}{\sum A} \\
 &= 46848000 / 187200 \\
 &= 250,256 \text{ mm} \\
 \text{Jarak titik berat ke ujung pelat (Ya)} &= (\text{hf}+\text{hb})-\text{Yb} \\
 &= 149,744 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen inersia di titik berat penampang balok :

$$d_{y1} = Y_a - (0,5hf) = 89,744 \text{ mm}$$

$$d_{y2} = Y_b - y_2 = 110,256 \text{ mm}$$

$$I_{x01} = 1/12 \cdot b_e \cdot hf^3 = 123840000 \text{ mm}^4$$

$$I_{x02} = 1/12 \cdot b_w \cdot hb^3 = 548800000 \text{ mm}^4$$

$$I_b = \Sigma I_{x0} + Ad^2 = 2524947692 \text{ mm}^4$$

Momen inersia di titik berat penampang pelat arah y :

$$I_p = 1/12 \cdot L_y \cdot hf^3 = 360000000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, rasio perbandingan kekakuan } (\alpha_{f1}) &= (E_b \cdot I_b) / (E_s \cdot I_p) \\ &= 2524947692 / 360000000 \\ &= 7,014 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama, untuk balok lainnya didapatkan nilai α_f sebagai berikut :

$$\text{Balok B1 terhadap pelat arah x dan y} = 7,014$$

$$\text{Balok G2 terhadap pelat arah x dan y} = 17,944$$

Nilai rata-rata rasio perbandingan kekakuan (α_{fm}) adalah 12,479.

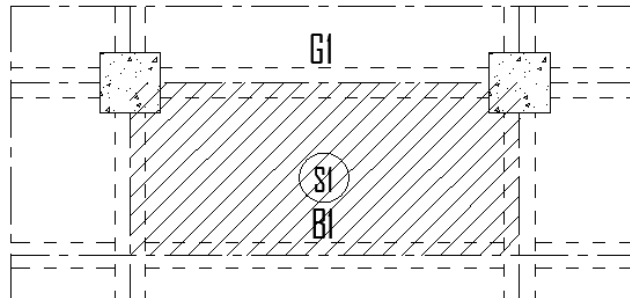
Dikarenakan $\alpha_{fm} > 2$, maka nilai h_{min} pelat dihitung berdasarkan Tabel 2.25.

$$\begin{aligned} \text{Tebal minimum pelat } (h_{min}) &= \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{4500 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(1,660)} \\ &= 89,62 \text{ mm} > 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, dengan mempertimbangkan faktor keamanan dan keseragaman akan digunakan tebal pelat 120 cm.

2. Preliminary Design Pelat 1 Arah

Sama seperti pada pelat 2 arah, akan dipilih pelat yang mempunyai luasan paling besar untuk dilakukan perhitungan tebal minimum pada pelat.



Gambar 3.7 Lokasi Pelat Lantai 1 Arah

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih arah x (Lx)} &= l_x - 0,5 (G_2 + G_2) \\ &= 4500 - 0,5 (350 + 350) \\ &= 4150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih arah y (Ly)} &= l_y - 0,5 (B_1 + G_1) \\ &= 2000 - 0,5 (300 + 350) \\ &= 1675 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio panjang bersih pelat } (\beta) &= L_{\max} / L_{\min} \\ &= 4150 / 1675 \\ &= 2,478 > 2, \text{ maka pelat 1 arah} \end{aligned}$$

Dikarenakan rasio panjang bersih pelat (β) > 2 , maka nilai h_{\min} pelat dihitung berdasarkan Tabel 2.24.

$$\text{Panjang terpendek pelat (L)} = 1675 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal minimum pelat (} h_{\min} \text{)} = L/28 = 59,82 \text{ mm}$$

Maka, dengan mempertimbangkan faktor keamanan dan keseragaman akan digunakan tebal pelat 120 cm.

3.4.2.4 Preliminary Design Shear Wall

1. Berdasarkan Penyaluran Tulangan Balok

$$\text{Diameter tulangan tarik balok}(d_b) = 22 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran tulangan balok diambil nilai terbesar dari :

$$\text{Panjang penyaluran tul. balok } (l_{dh}) = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang penyaluran tul. balok } (l_{dh}) = 8 \cdot d_b = 176 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang penyaluran tul. balok } (l_{dh}) = \frac{0,24f_y\Psi_e\Psi_c\Psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = 307,896 \text{ mm}$$

2. Berdasarkan Tebal Minimum *Shear Wall*

$$\text{Ketinggian perlantai (H)} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Ketinggian } \textit{Shear Wall} (l_w) = 3000 \text{ mm}$$

Tebal minimum *Shear Wall* diambil nilai terbesar dari :

$$\text{Tebal minimum } \textit{Shear Wall} (h_{\min}) = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal minimum } \textit{Shear Wall} (h_{\min}) = H/25 = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal minimum } \textit{Shear Wall} (h_{\min}) = l_w/25 = 120 \text{ mm}$$

Oleh karena itu, ketebalan minimum *shear wall* dapat diambil sebagai nilai terbesar dari parameter panjang penyaluran dan tebal minimum. Tebal *shear wall* yang digunakan adalah 350 mm.

3.4.2.5 Preliminary Design Tangga

Jenis tangga yang digunakan adalah tipe U, dengan area rencana untuk tangga 11,205 m². Perencanaan dimensi tangga dapat dilakukan seperti berikut :

$$\text{Tinggi antar lantai } (\Delta H_r) = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang area tangga (P)} = 415 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar area tangga (L)} = 270 \text{ cm}$$

Jarak antar jalur tangga (L1) = 28 cm

Lebar satu jalur anak tangga (Lt) = 121 cm

Lebar injakan (*antrade*) = 30 cm

Tinggi tanjakan (*optrade*) = 17 cm

Kontrol desain berdasarkan :

Ukuran langkah ($2s + a = 60$ s.d 65) = 64 (memenuhi)

Keamanan ($s + a = \pm 46$) = 47 (memenuhi)

Kenyamanan ($a - s = \pm 12$) = 13 (memenuhi)

Tinggi bordes rencana (hb) = 150 cm

Panjang tangga horizontal (P1) = $(a/s) \cdot hb = 265$ cm

Lebar bordes (Lb) = $P - P1 = 150$ cm

Jumlah anak tangga dibawah bordes :

Jumlah *optrade* (tanjakan) = 8,82 tanjakan

Jumlah *antrade* (injakan) = 7,82 injakan

Jumlah anak tangga pakai (n1) = 9 buah

Jumlah anak tangga diatas bordes :

Jumlah *optrade* (tanjakan) = 8,82 tanjakan

Jumlah *antrade* (injakan) = 7,82 injakan

Jumlah anak tangga pakai (n2) = 9 buah

jumlah total anak tangga pakai (nt) = 18 buah

Tabel 3.8 Konfigurasi Jumlah Anak Tangga

Posisi Anak Tangga	n	Σn	s	ΔHd	Kontrol
			cm	n . s	
Anak tangga lantai atas	1	18	14,0	300	$\Sigma n = n$
Anak tangga diatas bordes	8		17,0		OK
Anak tangga dibawah bordes	8		17,0		$\Delta Hd = \Delta Hr$
Anak tangga lantai dasar	1		14,0		OK

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

$$\text{Panjang tangga horizontal (P1)} = n1 \cdot a = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar bordes (Lb)} = P - P1 = 145 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang pelat miring (pm)} = \sqrt{P1^2 + hb^2} = 306,472 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang pelat (l)} = Pm + Lb = 451,472 \text{ cm}$$

Tebal pelat tangga minimum dihitung berdasarkan Tabel 2.24, dengan mengasumsikan satu ujung menerus.

$$\text{Tebal pelat minimum (tp}_{\min}) = 12,77 \text{ cm}$$

Oleh karena itu, digunakan tebal pelat 15 cm untuk pelat tangga maupun pelat bordes. Kemudian kemiringan tangga harus memenuhi persyaratan berikut :

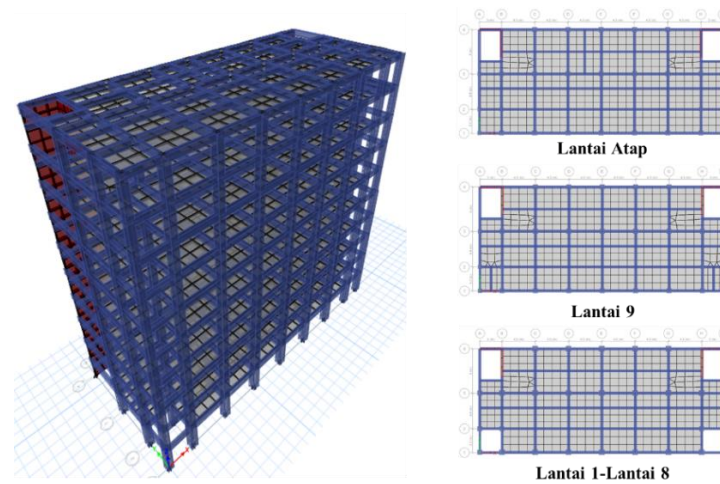
$$\text{Sudut miring tangga } (\alpha) = \text{atan (s/a)}$$

$$= 29,54^\circ$$

$$= 25^\circ \leq 29,54^\circ \leq 30^\circ \text{ (memenuhi)}$$

3.4.3 Pemodelan Struktur pada *Software* ETABS

Pemodelan struktur dengan menganggap perletakan struktur menggunakan sistem jepit untuk tujuan penentuan beban gempa. Hal ini diijinkan menurut SNI 1726-2019; pasal 7.7.1.



Gambar 3.8 Model 3D Struktur Gedung

3.4.4 Pembebanan Struktur

3.4.4.1 *Dead Load* (DL)

Berat sendiri elemen struktur akan dihitung secara otomatis oleh software ETABS, dengan berat jenis material beton bertulang $23,536 \text{ kN/m}^3$.

3.4.4.2 *Superimposed Dead Load* (SIDL)

Beban mati tambahan yang akan di inputkan pada struktur pelat lantai dan atap dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Beban Mati Tambahan per m^2 pada Pelat Lantai 1-9

No	Jenis Beban	Berat	Keterangan
		kN/m^2	
1	<i>Finishing</i> (keramik), 1,9 cm diatas mortar 2,5 mm	1,10	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
2	<i>Ducting</i> mekanikal (ventilasi udara)	0,19	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020

No	Jenis Beban	Berat	Keterangan
		kN/m ²	
3	Penggantung langit-langit (material baja)	0,10	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
4	Plafond (papan serat akustik)	0,05	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
5	Instalasi listrik	0,10	Lesmana,2020
6	Pipa air bersih dan kotor	0,10	Lesmana,2020
Total		1,64	

Tabel 3.10 Beban Mati Tambahan per m² pada Pelat Atap

No	Jenis Beban	Berat	Keterangan
		kN/m ²	
1	Lapisan <i>waterproffing</i> (<i>membranes liquid applied</i>)	0,05	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
2	<i>Ducting</i> mekanikal (ventilasi udara)	0,19	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
3	Penggantung langit-langit (materialbaja)	0,10	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
4	Plafond (papan serat akustik)	0,05	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
5	Instalasi listrik	0,10	Lesmana,2020
6	Pipa air bersih dan kotor	0,10	Lesmana,2020
Total		0,59	

Kemudian, pembebanan dinding akan diinputkan pada balok dalam bentuk beban merata dengan proses penentuan pembebanan seperti berikut :

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

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

$$\text{Beban total (q)} = 0,94 + 0,48 = 1,42 \text{ kN/m}^2$$

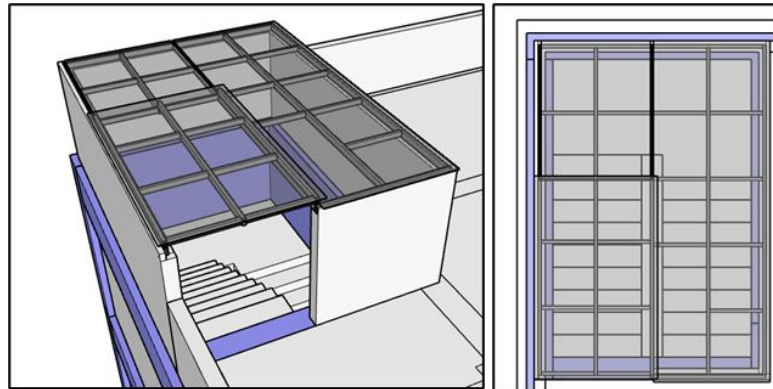
Beban dinding pada balok G1 :

$$\text{Tinggi balok G1 (hb)} = 0,55 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi dinding (Hd)} = h - hb = 2,45 \text{ m}$$

$$\text{Beban dinding (qd)} = q \cdot Hd = 3,467 \text{ kN/m}$$

Beban dinding pada balok lainnya dihitung dengan cara yang sama seperti pada balok G1. Selanjutnya beban atap penutup lubang tangga yang akan di inputkan pada *software* ETABS sebagai beban mati tambahan. Penutup atap yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.9. Analisis pembebanan dapat dilihat pada



Gambar 3.9 Atap Penutup Lubang Tangga

Tabel 3.11 Pembebanan Atap Penutup Lubang Tangga

Komponen Beban	P	L	t	Berat Jenis	Jumlah	Berat
	m	m	m	kN/m ³		kN
Baja hollow	4,410	0,040	0,08	76,9822	4	4,345
	2,960	0,040	0,08	76,9822	1	0,729
	1,540	0,040	0,08	76,9822	1	0,379
	1,770	0,040	0,08	76,9822	1	0,436
	2,601	0,040	0,08	76,9822	3	1,922
	0,710	0,040	0,06	76,9822	18	2,361
Solarflat (katalog Impack Pratama)	4,559	1,555	0,01	11,8398	1	0,839
	1,848	1,460	0,01	11,8398	1	0,319
	2,709	1,650	0,01	11,8398	1	0,529
Jumlah						11,861
Komponen Beban	P	L	t	Berat Jenis	Jumlah	Berat
	m	m	m	kN/m ²		kN/m
Dinding			1,5	1,42	1	2,123
			1,0	1,42	1	1,415

Genangan air	=	0,10 kN/m ²
Luas area solarflat	=	14,257 m ²
Beban terpusat genangan air	=	0,10 / 14,257 = 0,0068 kN
Total beban penutup tangga	=	11,867 + 0,0068 = 11,862 kN
Beban terpusat pada 4 titik	=	11,862/4 = 2,967 kN

3.4.4.3 Live Load (LL)

Beban hidup yang berupa beban luasan akan diinput pada pelat. Berikut merupakan beban hidup yang digunakan:

Jumlah pemakaian air bersih,	=	250 liter/penghuni/hari
Banyak pemakai air bersih dalam 1 hari,	=	108 orang (Asumsi)
Kapasitas yang dibutuhkan untuk memenuhi	=	27000 liter/hari
kebutuhan air bersih 1 hari (6 buah tangki air).		

Berdasarkan perhitungan kapasitas tandon air, maka digunakan 6 tandon air merk penguin dengan kapasitas 5100 ltr.

Tabel 3.12 Beban Hidup per m² pada Pelat

No	Jenis Beban	Berat	Keterangan
		kN/m ²	
1	Semua ruang kecuali tangga	1,92	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
2	Ruang publik	4,79	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
3	Atap (dak)	0,96	Tabel 4.3-1 SNI 1727-2020
4	Partisi	0,72	Pasal 4.3.2 SNI 1727-2020
5	Air hujan (1cm)	0,10	Lampiran C3.1 SNI 1727-2020
6	Tandon air	kN	Katalog Penguin
	Tandon air dalam keadaan kosong	1,15	
	Total air dalam tandon	9,58	
	Berat total tandon air	10,73	

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban atap} &= \text{atap (dak)} + \text{air hujan (1cm)} \\
 &= 0,96 + 0,10 \\
 &= 1,06 \text{ kN/m}^2 \\
 \\
 \text{Luas area pelat 1 tandon} &= 2,25 \cdot 3 \\
 &= 6,75 \text{ m}^2 \\
 \\
 \text{Total beban atap yang ada tandon} &= (10,73/6,75) + 1,06 \\
 &= 2,65 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3.4.4.4 *Eartquake Load (E)*

Beban gempa yang digunakan pada analisis struktur adalah hasil perhitungan dengan metode DDBD. Beban gempa respons spektrum digunakan hanya untuk kontrol *dual system*. Respon gempa didesain sesuai SNI 1726-2019; Pasal 6.10.2.1, probabilitas terjadinya gempa 2% dalam kurun waktu 50 tahun atau gempa dengan periode ulang 2500 tahun yang merupakan gempa *Max Considered Earthquake Targeted Risk* (MCE_R). Respons spektra desain dapat dilihat pada Gambar 3.10.

1. Lokasi Perencanaan

$$\begin{aligned}
 \text{Lokasi} &= \text{Tangerang} \\
 \text{Lintang Selatan (LS)} &= -6,113143 \\
 \text{Bujur Timur (BT)} &= 106,5618864
 \end{aligned}$$

2. Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

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

3. Parameter Percepatan Gempa Batuan Dasar

$$\begin{aligned}
 \text{Percepatan batuan dasar perioda 0,2 dt (Ss)} &= 0,891 \text{ g} \\
 \text{Percepatan batuan dasar perioda 1,0 dt (S1)} &= 0,431 \text{ g}
 \end{aligned}$$

4. Faktor Amplifikasi

1) Klasifikasi Situs

Tabel 3.13 Klasifikasi Situs Berdasarkan N_{SPT}

Layer	d_i	N_i	d_i/N_i
	(m)		
1	2	7	0,29
2	2	7	0,29
3	2	9	0,22
4	2	8	0,25
5	2	7	0,29
6	2	7	0,29
7	2	11	0,18
8	2	10	0,20
9	2	10	0,20
10	2	27	0,07
11	2	18	0,11
12	2	18	0,11
13	2	54	0,04
14	2	60	0,03
15	2	59	0,03
Σd_i	30	$\Sigma d_i/N_i$	2,60

$$\bar{N} = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{n_i}} = \frac{30}{2,6} = 11 < 15 \text{ (Tanah Lunak)}$$

2) Koefisien Situs

$$\text{Koefisien situs perioda } 0,2 \text{ dt (Fa)} = 1,19$$

$$\text{Koefisien situs perioda } 1,0 \text{ dt (Fv)} = 2,34$$

5. Percepatan Gempa Maksimum

$$\text{Parameter respon percepatan pada saat perioda } 0,2 \text{ dt (Sms)} = F_a \cdot S_s = 1,06 \text{ g}$$

$$\text{Parameter respon percepatan pada saat perioda } 0,1 \text{ dt (Sm1)} = F_v \cdot S_1 = 1,01 \text{ g}$$

6. Gempa Desain Struktur

Periode ulang gempa = $2/3$ dari 2500 tahun

Parameter spektral percepatan pada saat
periode 0,2 dt (S_{DS}) = $2/3 \cdot S_{ms} = 0,71 \text{ g}$

Parameter spektral percepatan pada saat
periode 1,0 dt (S_{D1}) = $2/3 \cdot S_{m1} = 0,67 \text{ g}$

7. Periode Getar Fundamental Struktur

$T_0 = 0,2 (S_{D1}/S_{DS})$ = 0,19 detik

$T_s = S_{D1}/S_{DS}$ = 0,95 detik

Periode panjang (T_L) = 20 detik

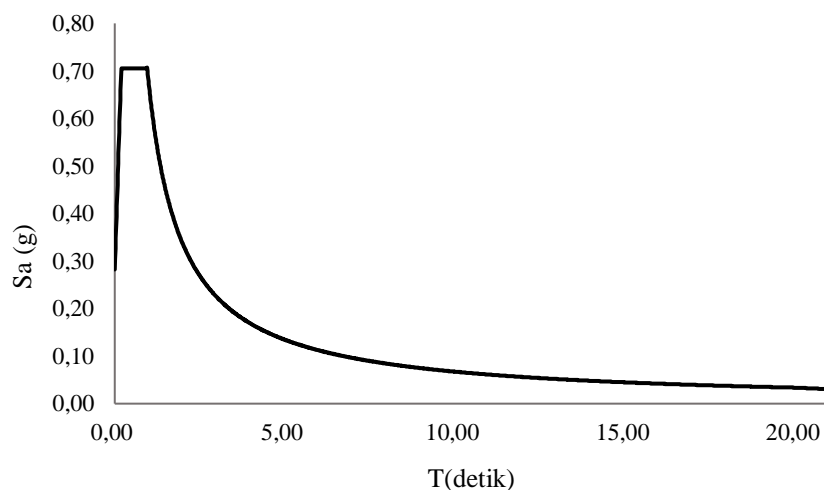
8. Spektrum Respons Desain

untuk $T < T_0$ $S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6(T/T_0))$

untuk $T = T_0$ $S_a = S_{DS}$

untuk $T_s < T \leq T_L$ $S_a = S_{D1}/T$

untuk $T > T_L$ $S_a = S_{D1} \cdot T_L / T^2$



Gambar 3.10 Spektrum Respons Tanagerang

9. Kategori Desain Seismik (KDS)

Kategori desain seismik berdasarkan S_{DS} dan $S_{D1} = D$

10. Sistem Struktur Berdasarkan KDS

Berdasarkan SNI 2847-2019; Pasal 18.2.1.7, struktur yang masuk dalam KDS D,E, atau F dapat terkena guncangan tanah yang kuat. Oleh karena itu, sistem struktur yang digunakan adalah sistem ganda (*dual system*).

Koefisien modifikasi respons (R) = 7

Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 2,5

Faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5,5

Faktor skala (g.I/R) = 1400,95 mm/sec²

3.4.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan metode ultimit yang digunakan pada analisis struktur gedung apartemen dapat dilihat pada Tabel 3.14. Sedangkan untuk keperluan analisis fondasi digunakan kombinasi pembebanan dengan mempertimbangkan faktor kuat lebih (Ω_0), dapat dilihat pada Tabel 3.15.

Tabel 3.14 Kombinasi Pembebanan Ultimit

<i>Combo</i>	D	SIDL	LL	EQx	EQy
<i>Combo 1</i>	1,4	1,4			
<i>Combo 2</i>	1,2	1,2	1,6		
<i>Combo 3</i>	1,2	1,2	0,5	1,0	0,3
<i>Combo 4</i>	1,2	1,2	0,5	1,0	-0,3
<i>Combo 5</i>	1,2	1,2	0,5	-1,0	0,3
<i>Combo 6</i>	1,2	1,2	0,5	-1,0	-0,3
<i>Combo 7</i>	1,2	1,2	0,5	0,3	1,0
<i>Combo 8</i>	1,2	1,2	0,5	0,3	-1,0

Combo	D	SIDL	LL	EQx	EQy
<i>Combo 9</i>	1,2	1,2	0,5	-0,3	1,0
<i>Combo 10</i>	1,2	1,2	0,5	-0,3	-1,0
<i>Combo 11</i>	0,9	0,9		1,0	0,3
<i>Combo 12</i>	0,9	0,9		1,0	-0,3
<i>Combo 13</i>	0,9	0,9		-1,0	0,3
<i>Combo 14</i>	0,9	0,9		-1,0	-0,3
<i>Combo 15</i>	0,9	0,9		0,3	1,0
<i>Combo 16</i>	0,9	0,9		0,3	-1,0
<i>Combo 17</i>	0,9	0,9		-0,3	1,0
<i>Combo 18</i>	0,9	0,9		-0,3	-1,0

Tabel 3.15 Kombinasi Pembebanan dengan Faktor Kuat Lebih

Combo	D	SIDL	LL	EQx	EQy
<i>Combo 1</i>	1	1			
<i>Combo 2</i>	1	1	1		
<i>Combo 3</i>	1	1	0,75		
<i>Combo 4</i>	1,10	1,10		1,75	0,53
<i>Combo 5</i>	1,10	1,10		1,75	-0,53
<i>Combo 6</i>	1,10	1,10		-1,75	0,53
<i>Combo 7</i>	1,10	1,10		-1,75	-0,53
<i>Combo 8</i>	1,10	1,10		0,53	1,75
<i>Combo 9</i>	1,10	1,10		0,53	-1,75
<i>Combo 10</i>	1,10	1,10		-0,53	1,75
<i>Combo 11</i>	1,10	1,10		-0,53	-1,75
<i>Combo 12</i>	1,07	1,07	0,75	1,31	0,39
<i>Combo 13</i>	1,07	1,07	0,75	1,31	-0,39
<i>Combo 14</i>	1,07	1,07	0,75	-1,31	0,39
<i>Combo 15</i>	1,07	1,07	0,75	-1,31	-0,39
<i>Combo 16</i>	1,07	1,07	0,75	0,39	1,31

Combo	D	SIDL	LL	EQx	EQy
Combo 17	1,07	1,07	0,75	0,39	-1,31
Combo 18	1,07	1,07	0,75	-0,39	1,31
Combo 19	1,07	1,07	0,75	-0,39	-1,31
Combo 20	0,50	0,50		1,75	0,53
Combo 21	0,50	0,50		1,75	-0,53
Combo 22	0,50	0,50		-1,75	0,53
Combo 23	0,50	0,50		-1,75	-0,53
Combo 24	0,50	0,50		0,53	1,75
Combo 25	0,50	0,50		0,53	-1,75
Combo 26	0,50	0,50		-0,53	1,75
Combo 27	0,50	0,50		-0,53	-1,75

3.4.6 Kontrol Berat Model Struktur

Berat seismik struktur diatur dalam SNI 1726:2019; Pasal 7.7.2 dan Pasal 7.7.2.1. Berat seismik efektif struktur akan menyertakan 100% beban mati dan 25% beban hidup yang diberikan pada struktur. Kemudian, *output* berat model struktur dari *software* ETABS akan dibandingkan dengan perhitungan berat model struktur secara manual, dengan toleransi perbedaan 3%.

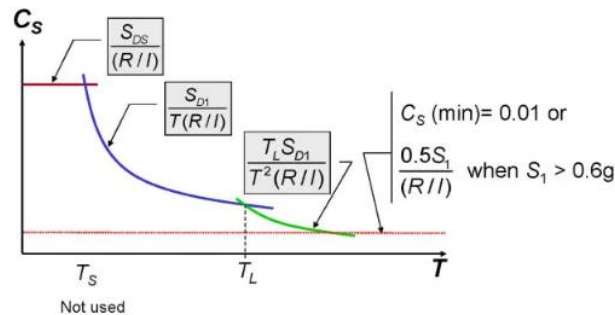
3.4.7 Kontrol Periode Fundamental Struktur (T)

Getaran alami yang ditimbulkan bangunan disebabkan oleh adanya kekakuan dan massa struktur tanpa adanya gaya luar, seperti terlihat pada persamaan (3.1).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3.1)$$

Semakin besar periode getar maka semakin kecil gaya gempa yang diterima. Dapat dengan mudah kita pahami dari respon spektrum, seperti pada Gambar 3.11. 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.



Gambar 3.11 *Equivalent Lateral Procedure*

3.4.7.1 Penerapan Kekakuan pada *Software ETABS*

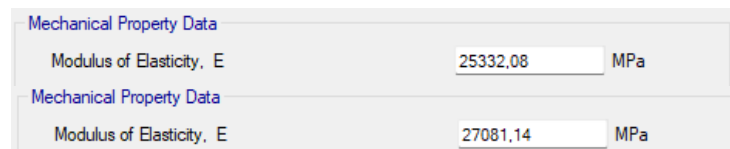
Kekakuan *frame* beton ditentukan oleh nilai modulus elastisitas (E) dan momen inersia (I). Berikut merupakan ketentuan yang digunakan pada analisis:

1. Modulus Elastisitas (E)

Modulus elastisitas dimasukan pada *define material* bagian *mechanical property data*, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.12.

$$\text{K-350 ; } E = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{29,05} = 25332,08 \text{ MPa}$$

$$\text{K-400 ; } E = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{33,20} = 27081,14 \text{ MPa.}$$



Gambar 3.12 Modulus Elastisitas (E)

2. Momen Inersia (I)

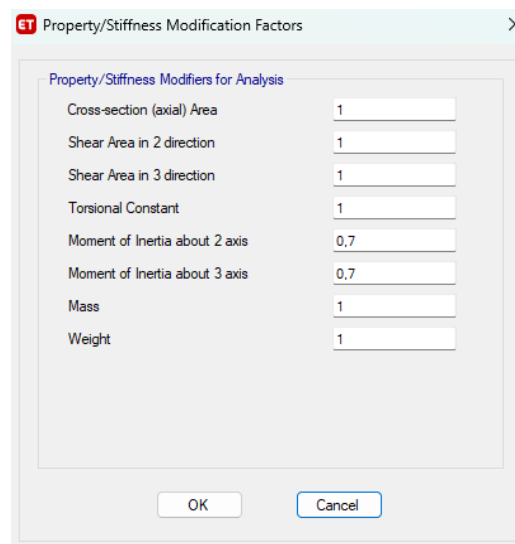
Momen inersia dan luas penampang yang diizinkan untuk analisis elastis pada beban terfaktor diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 6.6.3.1.1. seperti terlihat pada Tabel 3.16.

Tabel 3.16 Momen Inersia dan Luas Penampang yang Diizinkan

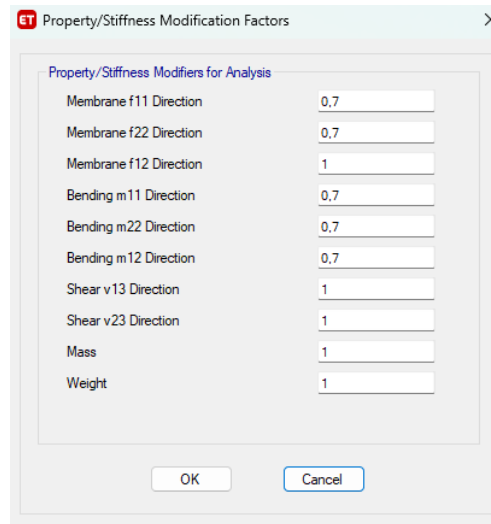
Bagian dan Kondisi		Momen Inersia	Luas Penampang
Kolom		$0,70 I_g$	$1,0A_g$
Dinding	Tidak retak	$0,70 I_g$	
	Retak	$0,35 I_g$	
Balok		$0,35 I_g$	
Pelat datar dan <i>slab</i> datar		$0,25 I_g$	

1) *Stiffness Modifiers* Kolom

Property/stiffness modifiers for analysis di isikan 0,7 di kolom *momen of inertia about axis 2 dan 3*.

Gambar 3.13 *Stiffness Modifiers* Kolom2) *Stiffness Modifiers* Dinding

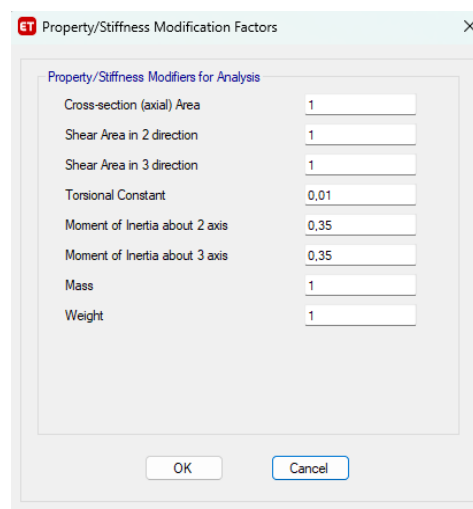
Diasumsikan dinding geser mengalami *out-of-plane lateral force*, maka *Property/stiffness modifiers for analysis* di isikan 0,7 di kolom $f_{11}, f_{22}, m_{11}, m_{22}$, dan m_{12} .



Gambar 3.14 *Stiffness Modifiers Dinding*

3) *Stiffness Modifiers Balok*

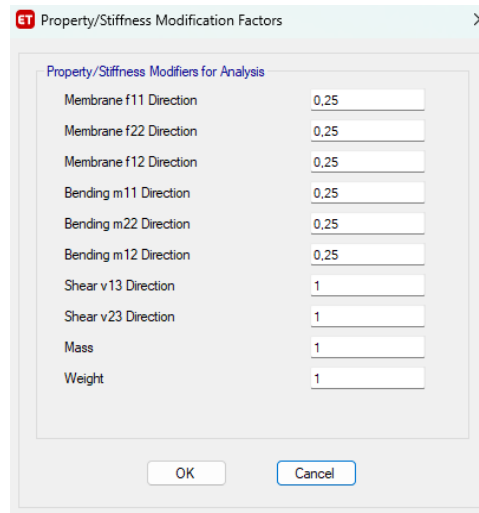
Property/stiffness modifiers for analysis di isikan 0,35 di kolom *moment of inertia about axis 2* dan 3. Desain torsi pada balok dikurangi dengan memasukan nilai 0,01 pada kolom *torsional constant*, hal ini diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal R22.7.3.



Gambar 3.15 *Stiffness Modifiers Balok*

4) *Stiffness Modifiers Pelat*

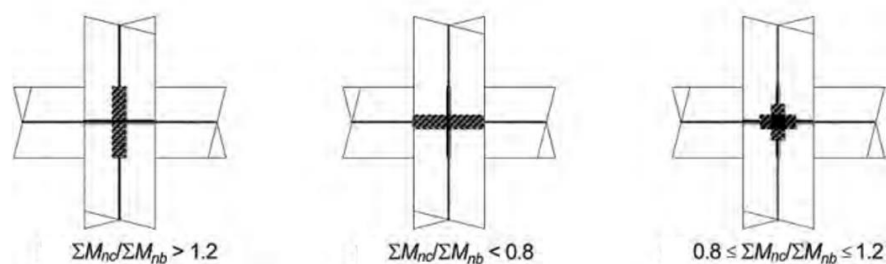
Property/stiffness modifiers for analysis di isikan 0,25 di kolom f11,f22,f12, m11,m22,m12



Gambar 3.16 *Stiffness Modifiers Pelat*

3. *Rigid Zone Factor*

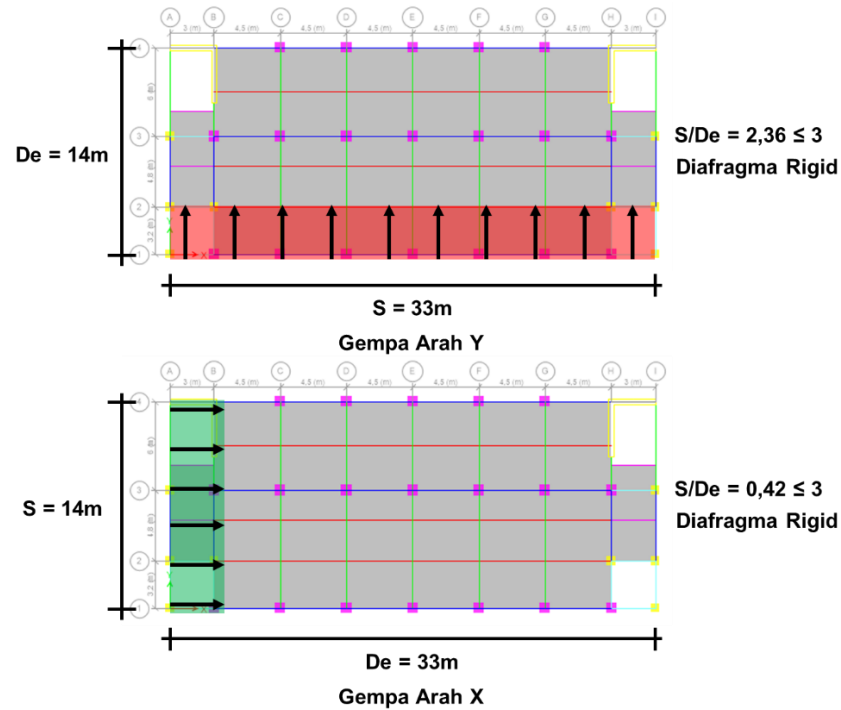
Rigid zone factor adalah suatu nilai dari 0 sampai 1 yang menggambarkan kekakuan dari *joint* di sambungan balok dan kolom. Berdasarkan ASCE41-17; Pasal 10.4.2.2, untuk nilai *beam-column capacity ratio* lebih dari 1,2 maka dapat mengasumsikan *rigid zone factor* sebesar 1 hanya untuk kolom saja. Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 3.17.



Gambar 3.17 *Beam–Column Joint Modeling*

4. Modeling Diafragma

Penentuan diafragma pelat beton diatur dalam SNI 2847-2019; Pasal 7.3.1.2, yaitu dengan perbandingan $S/De \leq 3$ pada struktur tanpa ketidakberaturan horizontal dapat diidealisasikan diafragma kaku (rigid).

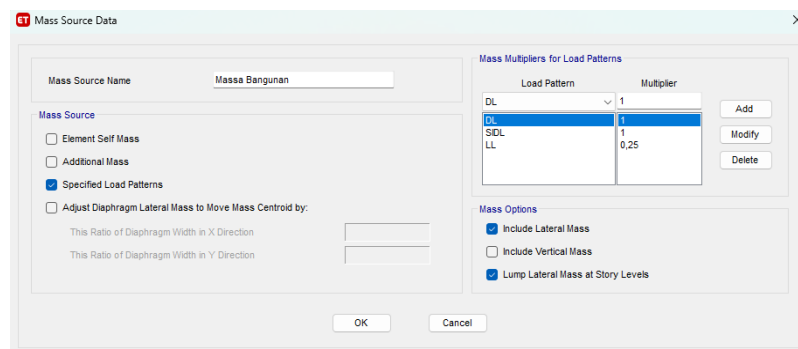


Gambar 3.18 Penentuan Diafragma

Dikarenakan bangunan terlihat simetri, maka akan diasumsikan tidak terjadi ketidakeraturan horizontal. Kemudian berdasarkan hasil penentuan pada Gambar 3.18, pelat beton dapat diidealisasikan sebagai diafragma rigid.

3.4.7.2 Penerapan Sumber Masa (*Mass Souce*) pada *Software* ETABS

Sumber massa yang akan dihitung oleh *software* adalah 100% beban mati dan 25% beban hidup, seperti yang sudah dijelaskan pada kontrol berat seismik sebelumnya.

Gambar 3.19 *Mass Source* yang Dimasukan pada *Software* ETABS

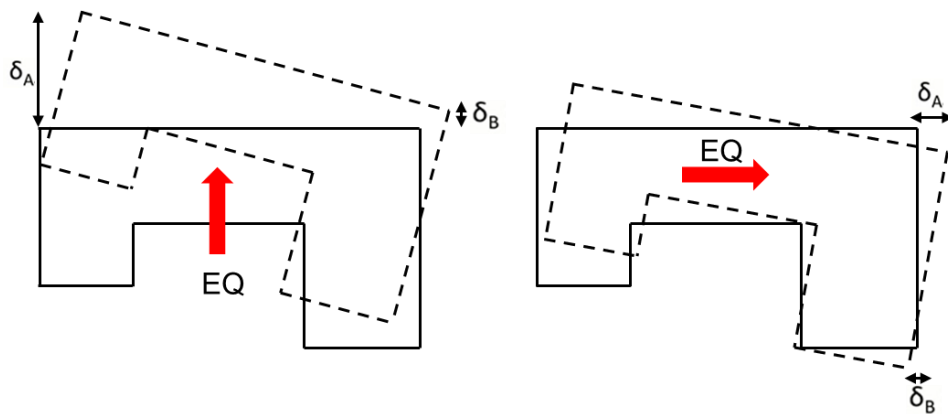
3.4.8 Ketidakberaturan Struktur

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 7.3.2, terdapat ketidakberaturan struktur horizontal dan ketidakberaturan struktur vertikal.

3.4.8.1 Ketidakberaturan Horizontal

1. Ketidakberaturan Torsi

Terdapat ketidakberaturan horizontal tipe 1a (ketidakberaturan torsi) dan ketidakberaturan horizontal tipe 1b (ketidakberaturan torsi berlebih). Ketidakberaturan ini ada apabila persamaan (3.2) atau persamaan (3.3) terpenuhi. Nilai *displacement* (δ) diperoleh dari hasil run analisis pada *software* ETABS menggunakan beban gempa statik ekuivalen, dengan eksentrisitas sebesar 5%. Hal ini mempertimbangkan adanya torsi tak terduga yang disyaratkan dalam SNI 1726-2019; Pasal 7.8.4.2.



Gambar 3.20 Ketidakberaturan Torsi

$$\text{Tipe 1a} = \frac{\max(\delta_A, \delta_B)}{\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2}\right)} > 1,2 \quad (3.2)$$

$$\text{Tipe 1b} = \frac{\max(\delta_A, \delta_B)}{\left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2}\right)} > 1,4 \quad (3.3)$$

Apabila terdapat ketidakberaturan, maka analisis struktur harus memenuhi konsekuensi yang ada pada Tabel 3.17.

Tabel 3.17 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 persamaan 51 pada SNI 1726-2019	Gaya desain diafragma harus ditingkatkan 25% dari 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 (5%)	Pada portal baja, deformasi zona panel harus disertakan
6	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga (5%) harus diperbesar dengan faktor Ax menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726-2019	Khusus pada KDS C, torsi tak terduga (5%) harus diperbesar dengan faktor Ax menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726-2019
7		Simpangan antar lantai harus memenuhi Δ/ρ

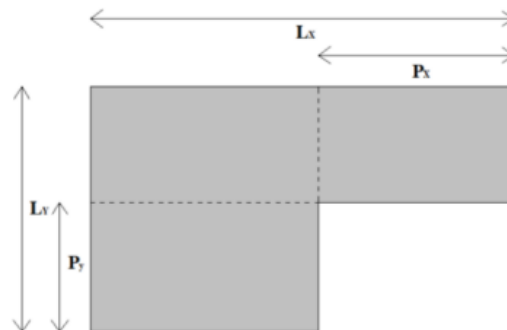
Tabel 3.18 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1b

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 harus (ρ) 1,3
3	Khusus KDS B,C atau D, Wajib menyertakan torsi tak terduga (5%)

No	KDS B,C,D,E atau F
4	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja deformasi zona panel harus disertakan
5	Khususd KDS C atau D, torsi tak terduga (5%) harus diperbesar dengan faktor Ax menggunakan persamaan 43 pada SNI 1726-2019
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

Ketidakberaturan horizontal tipe 2 didefinisikan ada jika persamaan (3.4) terpenuhi.



Gambar 3.21 Ketidakberaturan Sudut Dalam

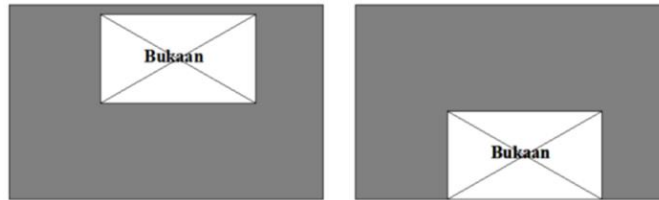
$$P_y > 15\% L_y \text{ dan } P_x > 15\% L_x. \quad (3.4)$$

Tabel 3.19 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

Ketidakberaturan horizontal tipe 3 didefinisikan ada jika persamaan (3.5) terpenuhi.



Gambar 3.22 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

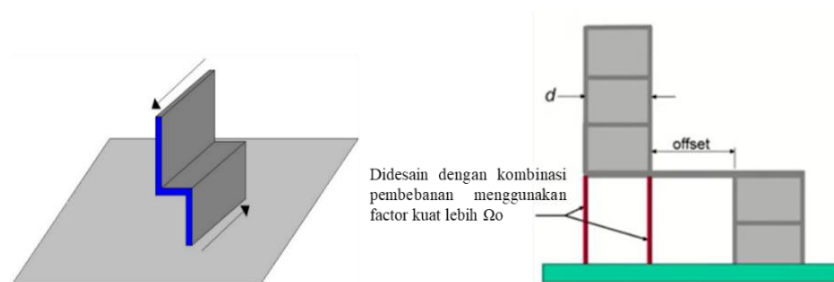
$$A_{\text{void}} > 50\% A_{\text{diafragma lantai}} \quad (3.5)$$

Tabel 3.20 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

Ketidakteraturan horizontal tipe 4 didefinisikan ada jika terdapat pergeseran tegak lurus bidang pada kolom atau dinding geser.



Gambar 3.23 Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

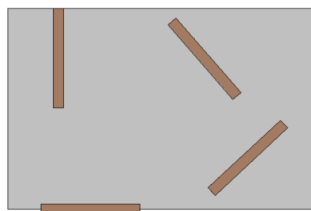
Tabel 3.21 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

No	KDS B,C,D,E atau F
1	Gaya pada elemen pendukung kolom/dinding yang bergeser harus diperbesar dengan nilai Ω_0 .

No	KDS B,C,D,E atau F
2	Khusus KDS C atau D, struktur dimodelkan 3D dengan menyertakan pengaruh P-Delta, properties penampang retak harus disertakan, pada portal baja deformasi zona panel 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 Nonpararel

Ketidakberaturan horizontal tipe 5 didefinisikan ada jika terdapat sistem portal atau dinding geser tidak orthogonal (siku).



Gambar 3.24 Ketidakberaturan Sistem Nonpararel

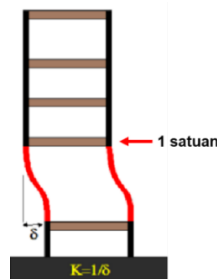
Tabel 3.22 Konsekuensi Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4

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 panel 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 orthogonalnya. Jika menggunakan analisis riwayat 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

3.4.8.2 Ketidakberaturan Vertikal

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 1a (ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak) dan ketidakberaturan vertikal tipe 1b (ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebih). Ketidakberaturan ini ada apabila persamaan (3.6) atau persamaan (3.7) terpenuhi.



Gambar 3.25 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Keterangan :

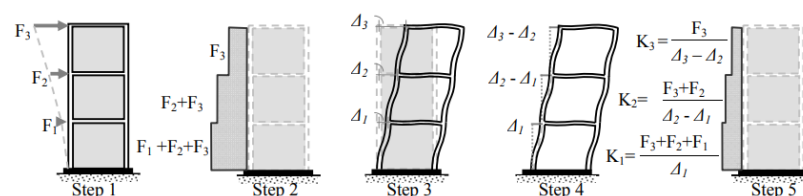
K = kekakuan dari tingkat ($1/\delta$)

δ = simpangan (selisih defleksi lantai 1 dan 2)

$$\text{Tipe 1a} = K_i < 70\% K_{i+1} \text{ atau } K_i < 80\% K_{\text{ave. 3 tingkat diatas}} \quad (3.6)$$

$$\text{Tipe 1b} = K_i < 60\% K_{i+1} \quad (3.7)$$

Metode yang digunakan untuk mencari kekakuan adalah *Lateral Force-Deformation Method*, dengan cara memberikan beban 1 satuan pada setiap lantainya (Vijayanarayanan, 2017). Ilustrasi metode ini dapat dilihat pada Gambar 3.26.



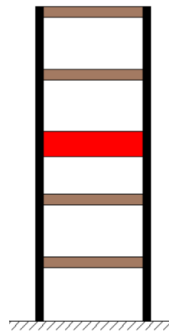
Gambar 3.26 Method to Estimate of Lateral Storey Stiffness

Tabel 3.23 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan Tipe 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 vertikal tipe 2 didefinisikan ada jika persamaan (3.8) terpenuhi.



Gambar 3.27 Ketidakberaturan Berat (Massa)

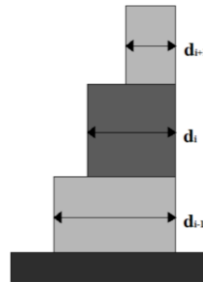
$$W_i > 150\% W_{i+1} \text{ atau } W_i > 150\% W_{i-1} \quad (3.8)$$

Tabel 3.24 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 vertikal tipe 3 didefinisikan ada jika persamaan (3.8) terpenuhi.



Gambar 3.28 Ketidakberaturan Geometri Vertikal

$$d_i > 130\% d_{i+1} \text{ atau } d_i > 130\% d_{i-1} \quad (3.9)$$

Keterangan :

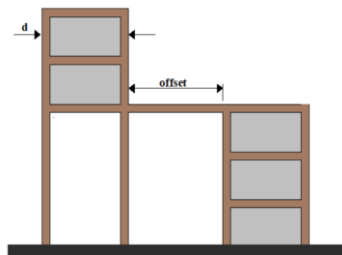
d_i = lebar portal penahan gaya gempa dari kolom pertama hingga ujung

Tabel 3.25 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 Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal

Ketidakberaturan vertikal tipe 4 didefinisikan 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.



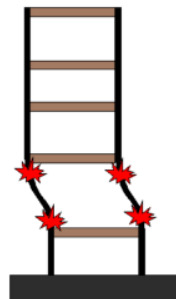
Gambar 3.29 Ketidakberaturan Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal

Tabel 3.26 Konsekuensi Ketidakberaturan Vertikal Tipe 3

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_0 .

5. Ketidakberaturan Kekuatan Tingkat Lemah

Terdapat ketidakberaturan vertikal tipe 5a dan 5b. Ketidakberaturan ini didefinisikan ada jika persamaan (3.10) terpenuhi.



Gambar 3.30 Ketidakberaturan Kekuatan Tingkat Lemah

$$V_{ni} < 80\% V_{ni+1} \text{ atau } V_{ni} < 60\% V_{ni+1} \quad (3.10)$$

Keterangan :

V_n = kekuatan geser tingkat

Kekuatan geser tingkat (V_n) akan dilakukan pendekatan dengan menggunakan persamaan (3.11).

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (3.11)$$

Gaya geser tingkat (V_u) didapat dari akumulasi gaya-gaya lateral akibat beban gempa perantai, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.30. Maka,

rasio gaya geser tingkatnya dapat diketahui tanpa tau gaya-gaya yang bekerja pada tiap tingkatnya. Berdasarkan persamaan (2.53), maka dapat diperoleh persamaan (3.12).

$$\frac{V_2}{V_3} = \frac{F_3 + F_2}{F_3} = \frac{C_{v3}V + C_{v2}V}{C_{v3}V} = \frac{V(C_{v3} + C_{v2})}{C_{v3}V} = \frac{(C_{v3} + C_{v2})}{C_{v3}} \quad (3.12)$$

Keterangan :

F = gaya seismik perlantai

Cv = koefisien seismik

Berdasarkan persamaan (3.12) gaya geser gempa akan saling menghilangkan, maka yang di perhitungkan adalah koefisien seismik saja.

3.4.9 Penentuan Prosedur Analisis

Perencanaan struktur akan menggunakan metode *Performance Based Design* (PBD) dengan prosedur analisis inelastik. Gaya geser dasar desain dihitung dengan metode pendekatan *Direct Displacement Based Design* (DDBD).

3.4.10 Kontrol Perilaku Struktur

3.4.10.1 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 belum mencapai 100%, maka jumlah modal perlu ditambah dan dilakukan pengecekan ulang. Kemudian, dalam pasal 7.9.1.1 SNI 1726-2019 juga menyatakan sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukan jumlah ragam yang minimum mencapai massa ragam terkombinasi minimum 90% dari massa aktual.

3.4.10.2 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 ini dapat di cek pada *output* analisis *software* ETABS bagian *Modal Participating Mass Ratio* (MPMR).

3.4.10.3 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 jarak (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 berjauhan maka digunakan metode SRSS (Widorini, 2022). Selisih periode atau waktu getar yang dihitung dengan cara $(T_1 - T_2) / T_1 \cdot 100\%$.

3.4.10.4 Penskalaan Gaya

Berdasarkan SNI 1726 - 2019; Pasal 7.9.1.4.1 beban gempa dinamik tidak boleh kurang dari beban gempa statik, atau dengan kata lain $V_{\text{dinamik}} \geq 100\% V_{\text{statik}}$, jika syarat tersebut tidak terpenuhi maka beban gempa dinamik harus dikalikan dengan faktor skala.

$$\text{Faktor skala} = \frac{g}{R} I_e \quad (3.13)$$

$$\text{Faktor koreksi} = \left(\frac{V_{\text{Statik}}}{V_{\text{Dinamik}}} \right) \quad (3.14)$$

$$\text{Faktor skala baru} = \frac{g}{R} I_e \left(\frac{V_{\text{Statik}}}{V_{\text{Dinamik}}} \right) \quad (3.15)$$

Keterangan :

g = percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/s}^2$)

R = koefisien modifikasi respon

I_e = faktor keutamaan gempa

Faktor skala mempunyai satuan (m/sec^2) sedangkan untuk *input* ke dalam *software* ETABS faktor skala harus di konversi ke (mm/sec^2).

3.4.10.5 Syarat Dual Sytem

Berdasarkan SNI 1726-2019, Pasal 7.2.5.8, terdapat pembagian peran dalam memikul beban lateral antara struktur rangka dan struktur dinding. Struktur rangka sekurang-kurangnya harus mampu menahan 25% dalam memikul beban gempa dan struktur dinding sekurang-kurangnya harus mampu menahan 75%.

3.4.11 Penentuan Kinerja Struktur

Target Kinerja (*performance level*) pada perencanaan struktur gedung akan direncanakan pada level kinerja *Life Safety* dengan simpangan rencana menurut ATC-40 dan FEMA 356 sebesar 0,02.

3.4.12 Perhitungan Gaya Geser Dasar dengan DDBD

Arah x maupun arah y akan di desain gaya geser dasar dengan DDBD untuk *dual system*. Respon gempa dihitung sesuai dengan SNI 1726-2019 dengan tingkat redaman 5%. Kemudian, gaya gempa akan di *input* pada *software* ETABS dalam bentuk beban terpusat lateral pada jarak 5% dari pusat massa bangunan tiap lantai, hal ini mempertimbangkan adanya torsi tak terduga yang disyaratkan dalam SNI 1726-2019; Pasal 7.8.4.2.

3.4.13 Kontrol Simpangan Atar Lantai

Berdasarkan SNI 1726-2019; Pasal 7.8.6 penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau seperti pada Gambar 3.31. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Simpangan pusat massa di tingkat-x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan (3.16) dan tidak boleh melebihi simpangan izin (Δ_a).

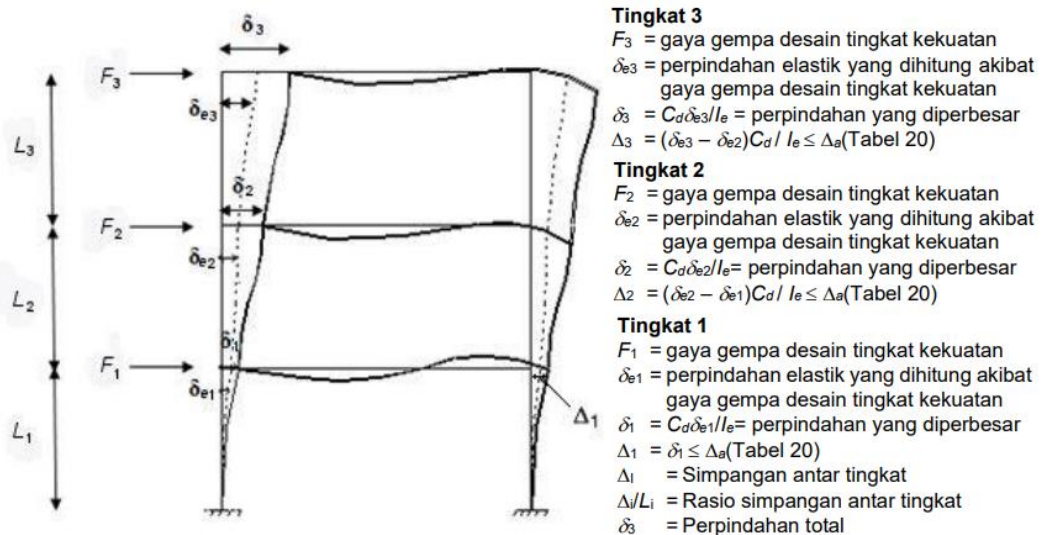
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.16)$$

Keterangan :

C_d = faktor pembesaran simpangan lateral

δ_x = simpangan di tingkat-x yang ditentukan dengan analisis elastik

I_e = faktor keutamaan gempa



Gambar 3.31 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

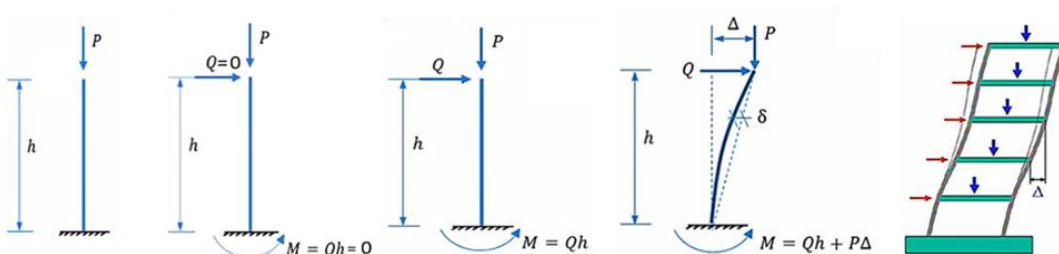
Tabel 3.27 Simpangan Antar Lantai Izin

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

Catatan : h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat-x

3.4.14 Kontrol Pengaruh P-delta

P-Delta adalah efek *non-linear* orde dua yang dapat terjadi pada setiap struktur yang mengalami goyangan dan beban aksial secara bersamaan. Efek ini terjadi pada interaksi yang menghubungkan pengaruh beban aksial yang diterima oleh kolom (P) dan perpindahan (Δ) yang disebabkan akibat goyangan pada struktur (Husen, 2021). Ilustrasinya dapat dilihat pada Gambar 3.32.



Gambar 3.32 Efek P-Delta

Efek P-Delta diatur dalam SNI 1726-2019; Pasal 7.8.7. berikut merupakan hal yang harus dipertimbangkan:

1. Pengaruh P-Delta boleh diabaikan apabila koefisien stabilitas $(\theta) \leq 0,1$

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.17)$$

Keterangan :

P_x = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat-x, (kN); bila menghitung P_x , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0.

Maka, beban kombinasi = DL + SIDL + LL

Δ = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam persamaan (3.16) terjadi secara serentak dengan V_x (mm)

I_e = faktor keutamaan gempa

V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x – 1 (kN)

h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

C_d = faktor pembesaran defleksi (Tabel 2.11)

2. Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max}

Koefisien stabilitas (θ) tidak boleh melebihi θ_{max} yang ditentukan pada persamaan (3.18).

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (3.18)$$

Dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x – 1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

3. Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{max} , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan

gaya komponen struktur dengan $1,0/(1 - \theta)$. Jika θ lebih besar dari θ_{max} , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

4. Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis otomatis, Persamaan (46) tetap harus dipenuhi, akan tetapi, nilai θ yang dihitung dari Persamaan (45) menggunakan hasil analisis P-delta diizinkan dibagi dengan $(1 + \theta)$ sebelum diperiksa dengan persamaan (3.18).

3.4.15 Perhitungan 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.

3.4.16 Analisis Pushover

Analisa beban dorong statik *non-linier* akan dilaksanakan mengikuti petunjuk dalam ASCE41-17 dengan menggunakan *software* ETABS v2018.

3.4.17 Evaluasi Kinerja Struktur

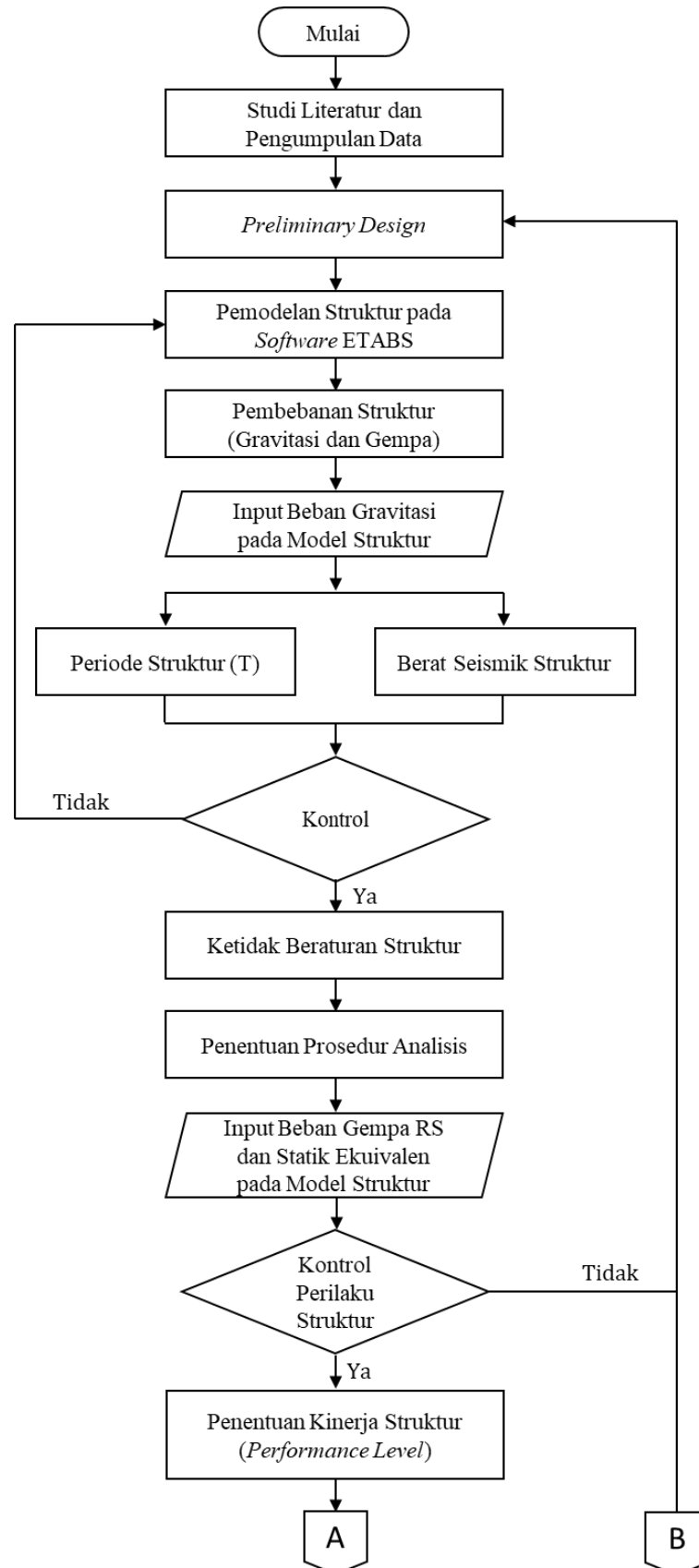
Dari *output* analisis *pushover* didapatkan kurva kapasitas dari struktur, selanjutnya dari kurva kapasitas tersebut dievaluasi kinerjanya dengan menggunakan metode spektrum kapasitas (ATC-40) dan metode koefisien perpindahan (FEMA 356).

3.4.18 Perbandingan *Drift* dan *Displacement*

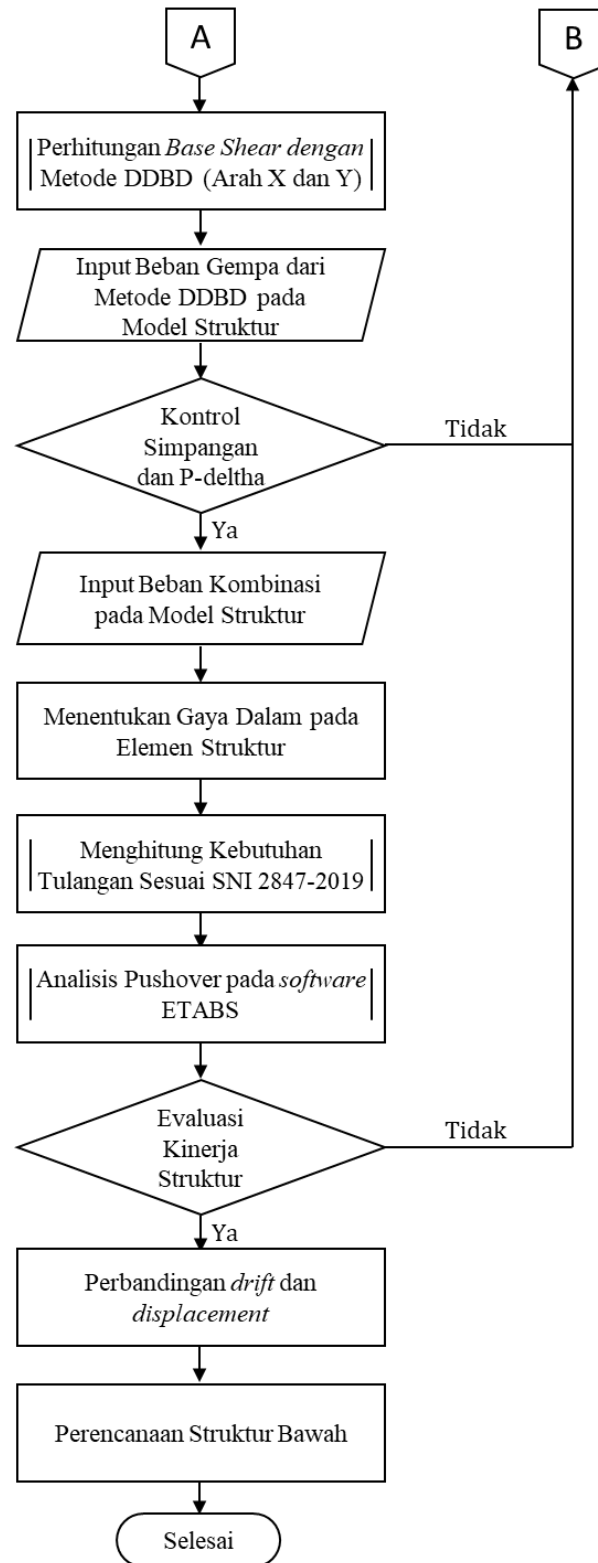
Dilakukan perbandingan *drift* dan *displacement* dari hasil DDBD dengan analisis *pushover* untuk mengetahui efektifitas DDBD sebagai metode desain.

3.5 Bagan Alir Penelitian

Penelitian ini memiliki bagan alir yang dirancang untuk memudahkan alur pengerjaan penelitian. Bagan alir penelitian dapat dilihat pada Gambar 3.33.



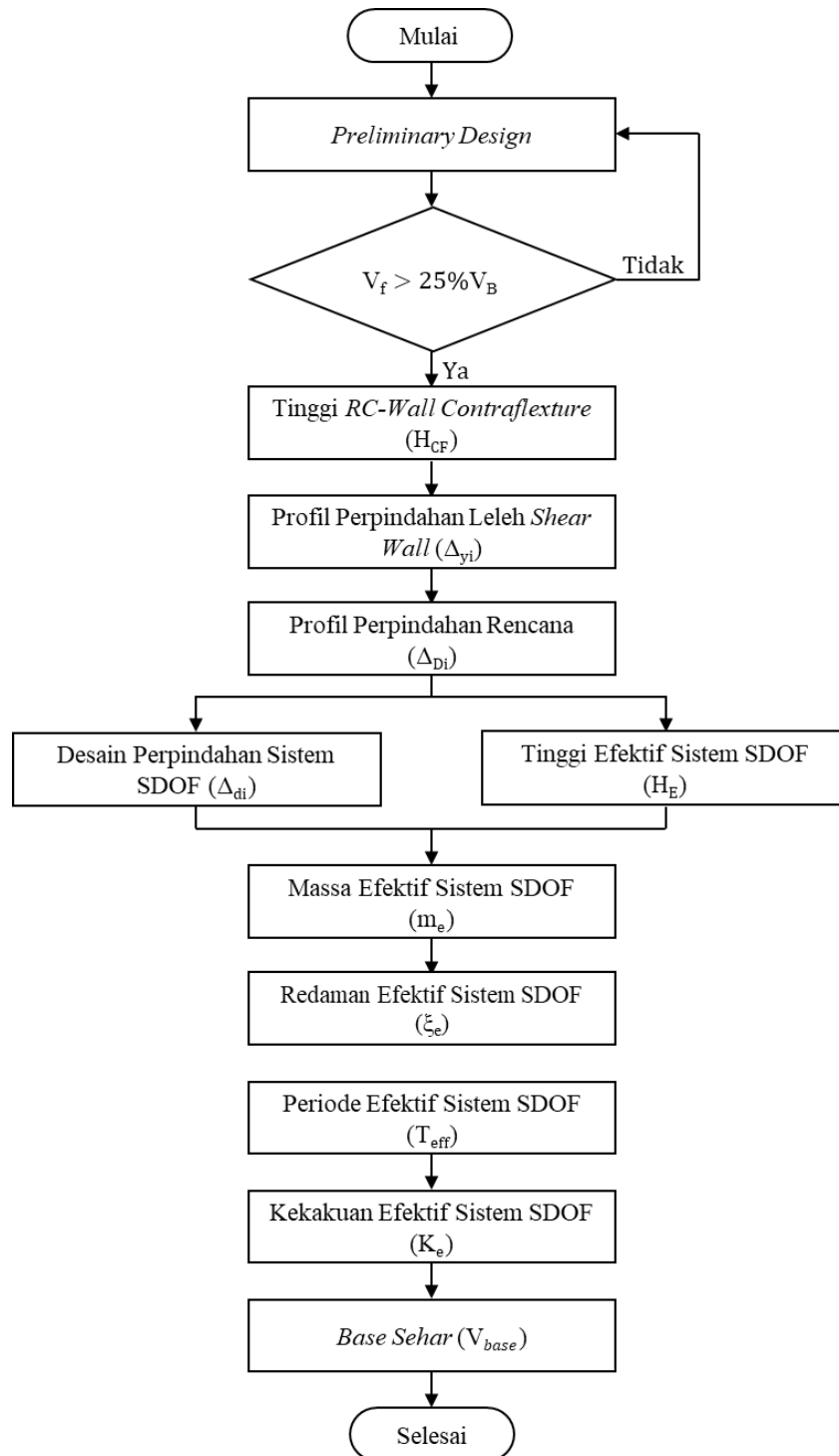
Gambar 3.33 Bagan Alir Penelitian



Gambar 3.34 Bagan Alir Penelitian (Lanjutan)

3.5.1 Bagan Alir Penentuan *Base Shear* dengan DDBD untuk *Dual System*

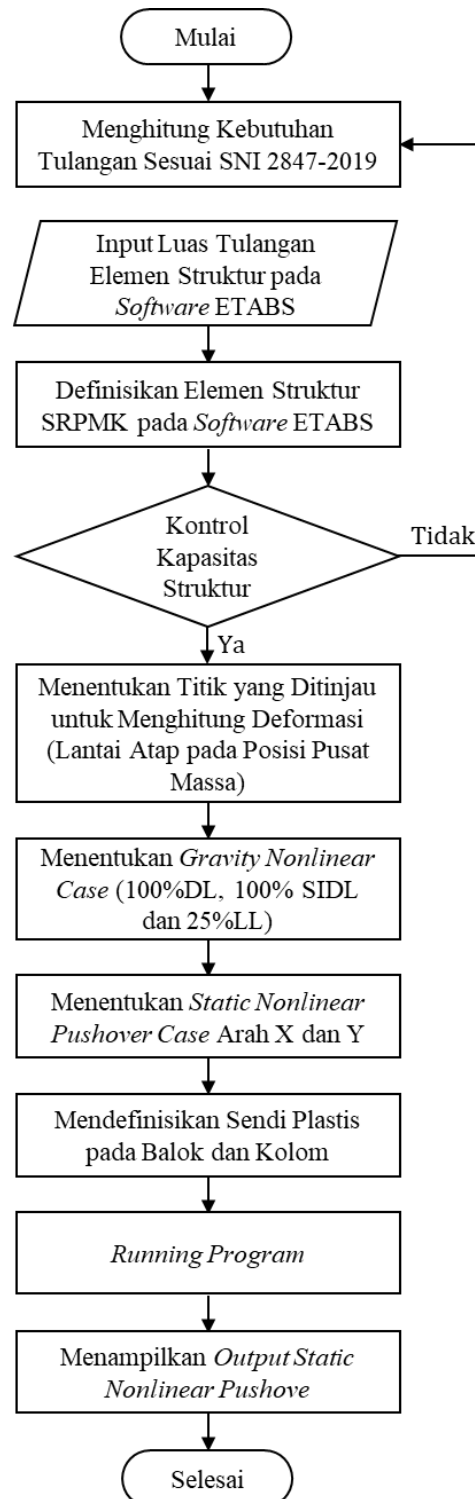
Bagan alir penentuan *base shear* dengan DDBD untuk *dual system* dapat dilihat pada Gambar 3.35.



Gambar 3.35 Bagan Alir Penentuan *Base Shear* dengan Metode DDBD untuk *Dual System*

3.5.2 Bagan Alir Analisis *Pushover* pada Software ETABS

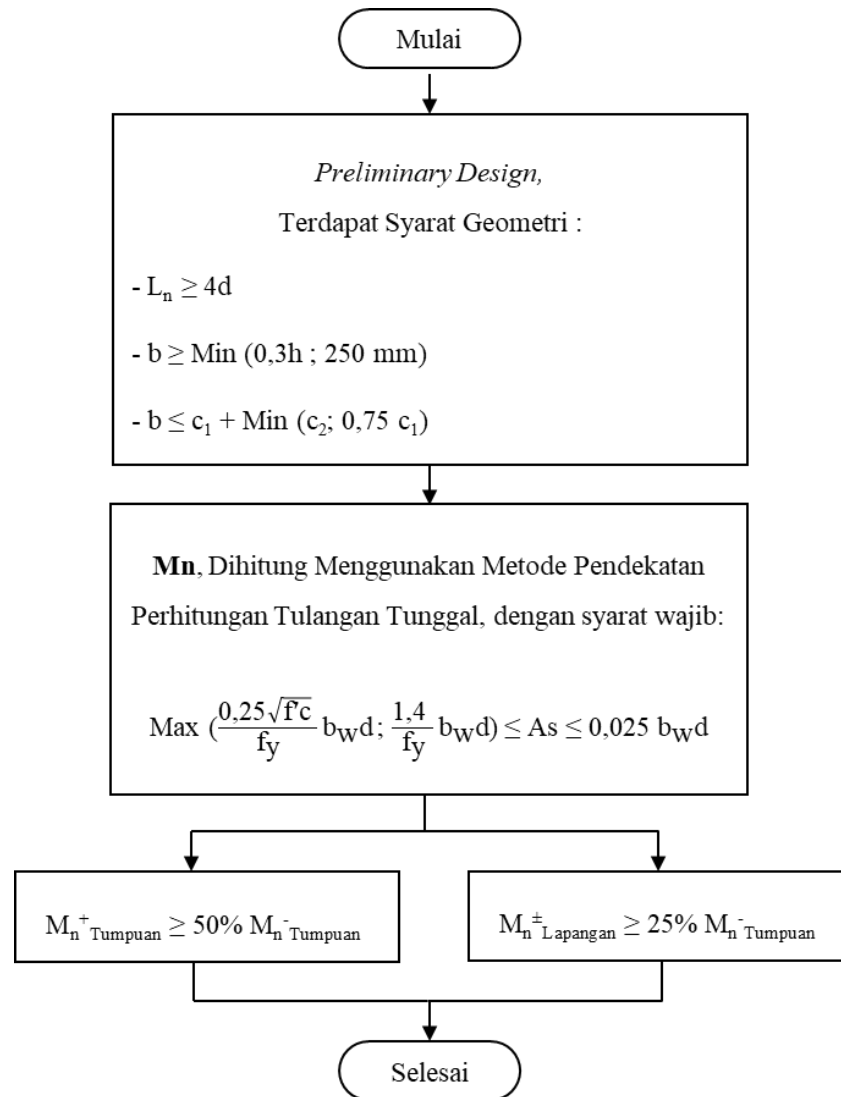
Setelah didapatkan gaya dalam elemen struktur, selanjutnya dilakukan analisis *pushover*. Bagan alir analisis *pushover* dapat dilihat pada Gambar 3.36



Gambar 3.36 Bagan Alir Analisis *Pushover* pada Software ETABS

3.5.3 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok SRPMK

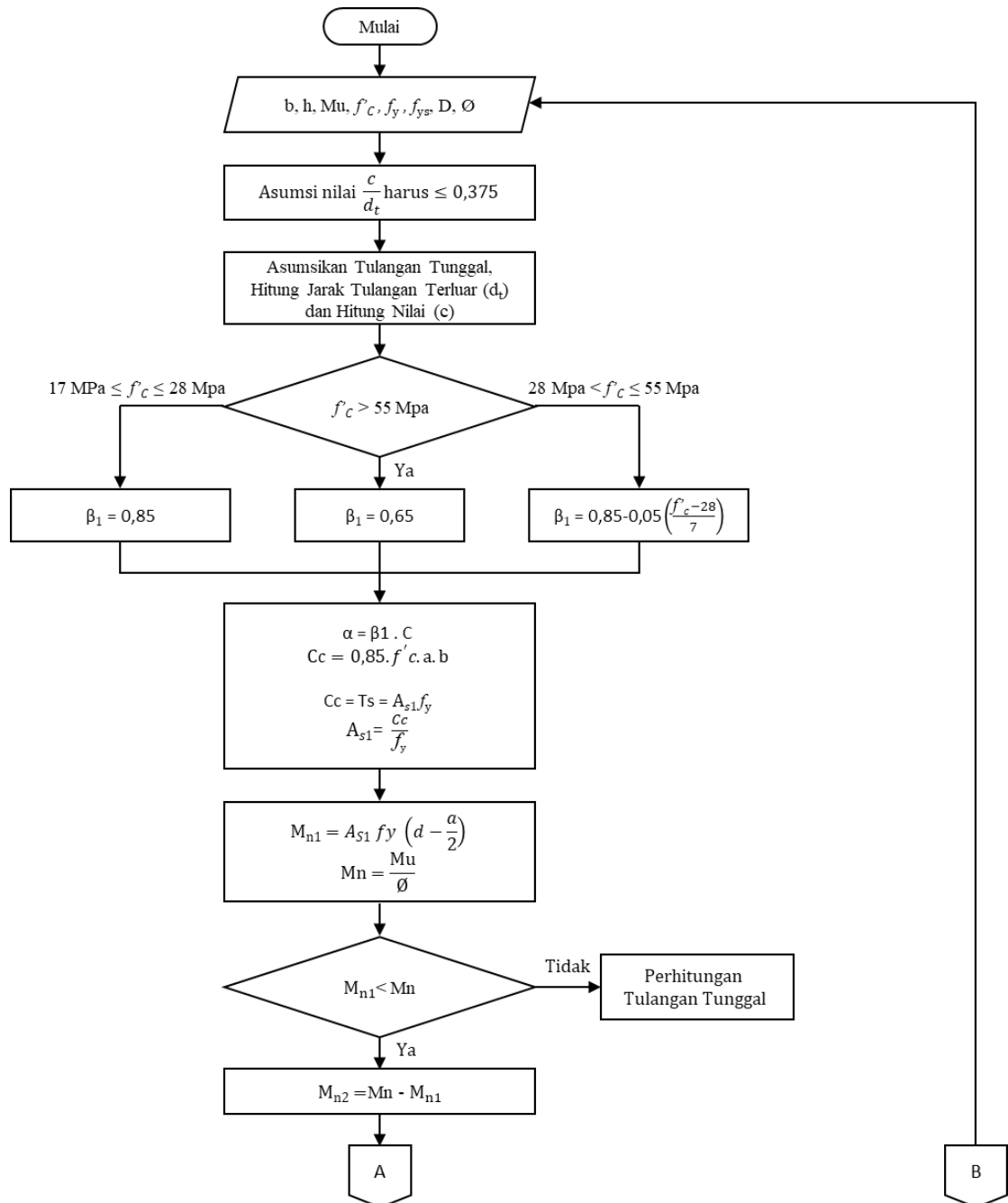
Bagan alir perencanaan kuat lentur balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dapat dilihat pada Gambar 3.38.



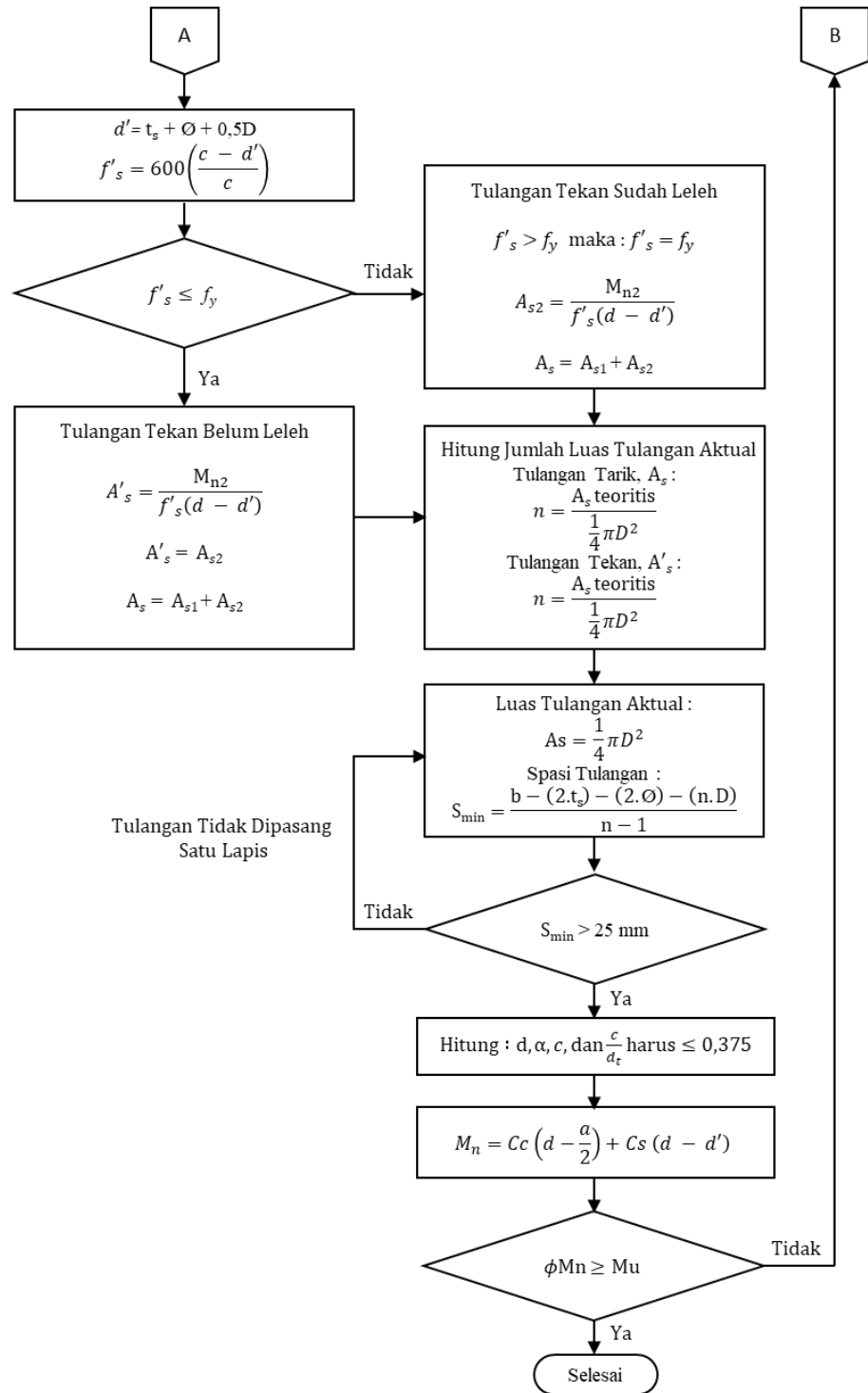
Gambar 3.37 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok SRPMK

3.5.4 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok Tulangan Rangkap

Bagan alir perencanaan kuat lentur balok tulangan rangkap dapat dilihat pada Gambar 3.38 s.d Gambar 3.39.



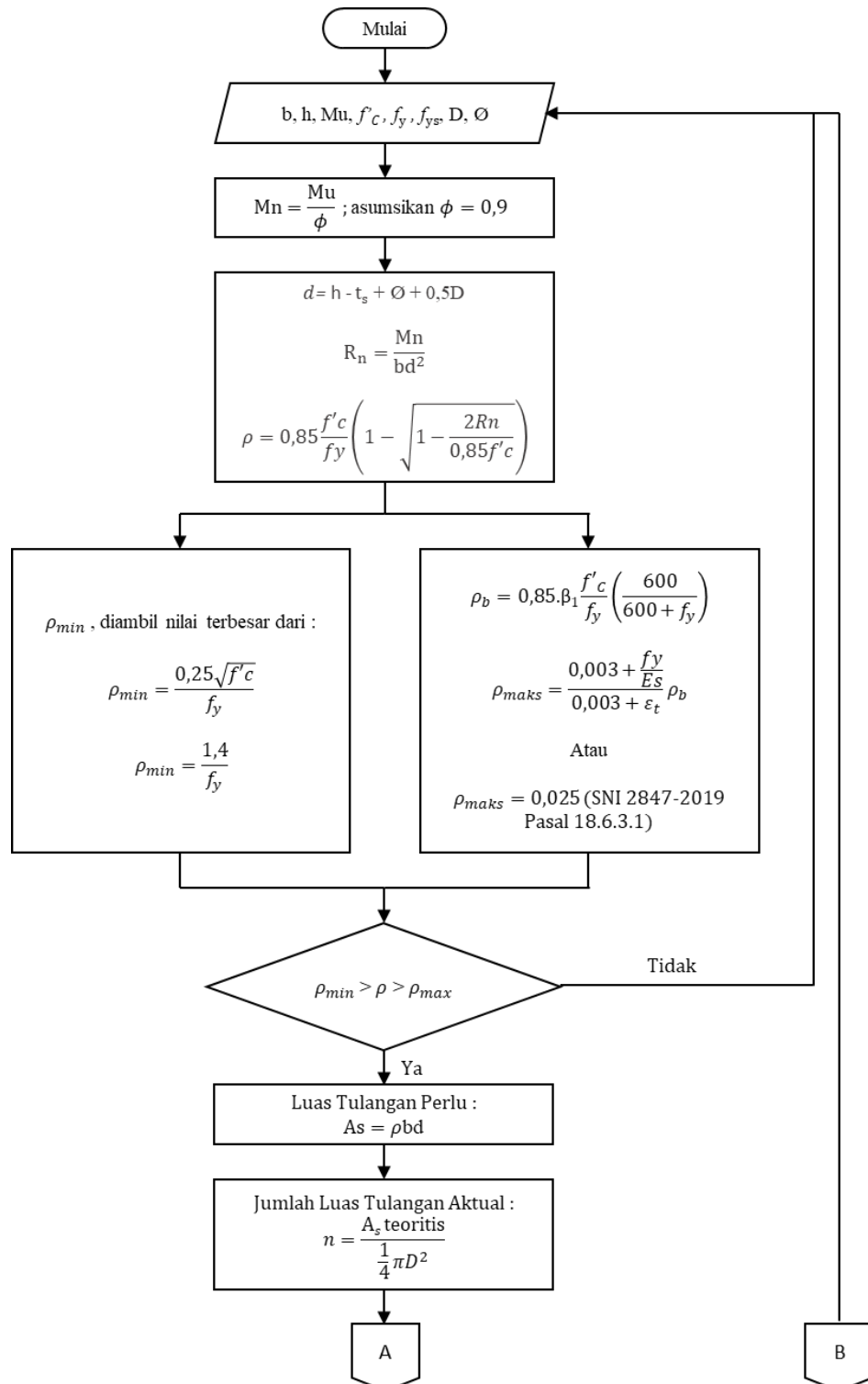
Gambar 3.38 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok Tulangan Rangkap



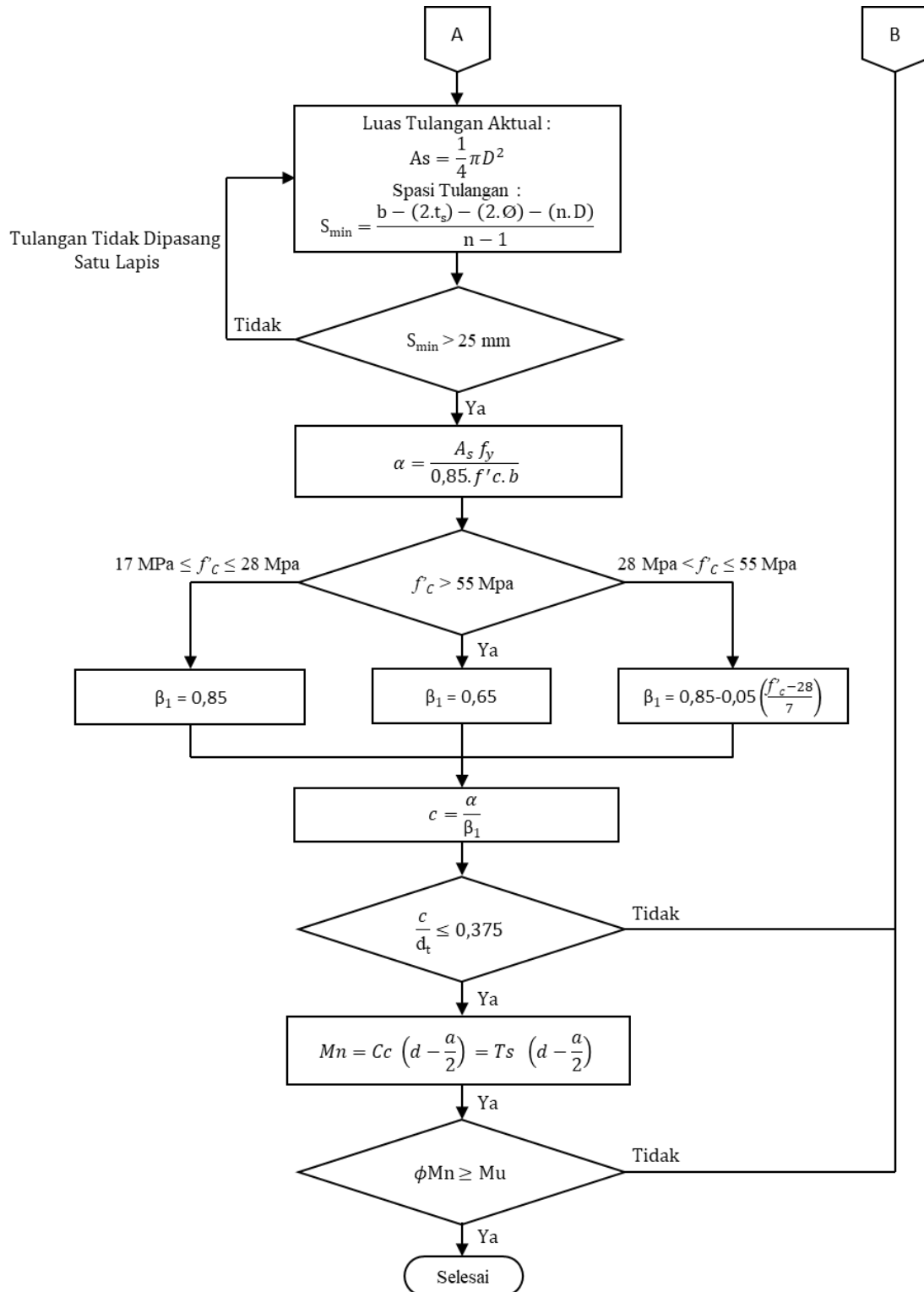
Gambar 3.39 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok Tulangan Rangkap (Lanjutan)

3.5.5 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok Tulangan Tunggal

Bagan alir perencanaan kuat lentur balok tulangan tunggal dapat dilihat pada Gambar 3.40 s.d Gambar 3.41.



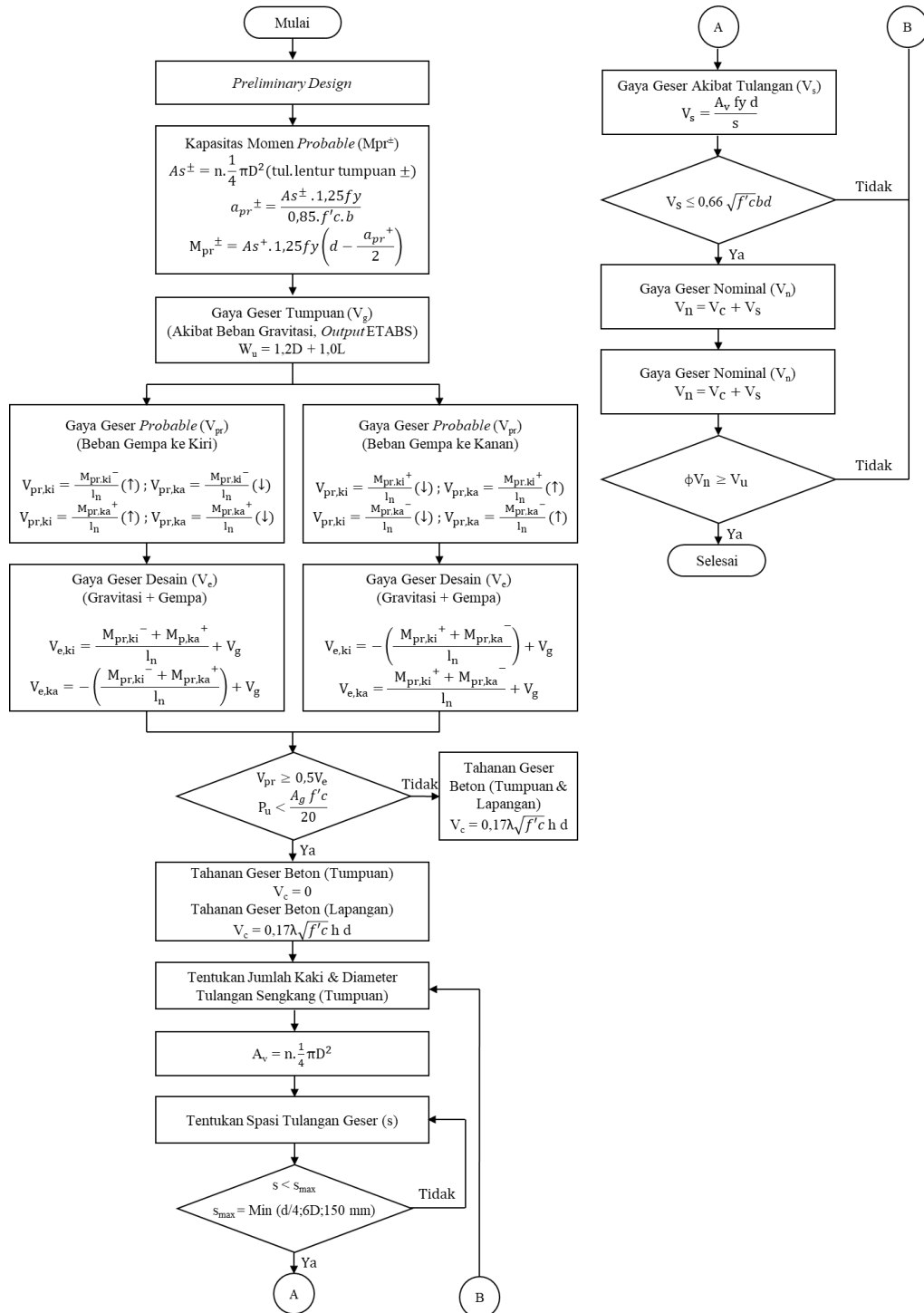
Gambar 3.40 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok Tulangan Tunggal



Gambar 3.41 Bagan Alir Perencanaan Kuat Lentur Balok Tulangan Tunggal (Lanjutan)

3.5.6 Bagan Alir Perencanaan Kuat Geser Balok SRPMK

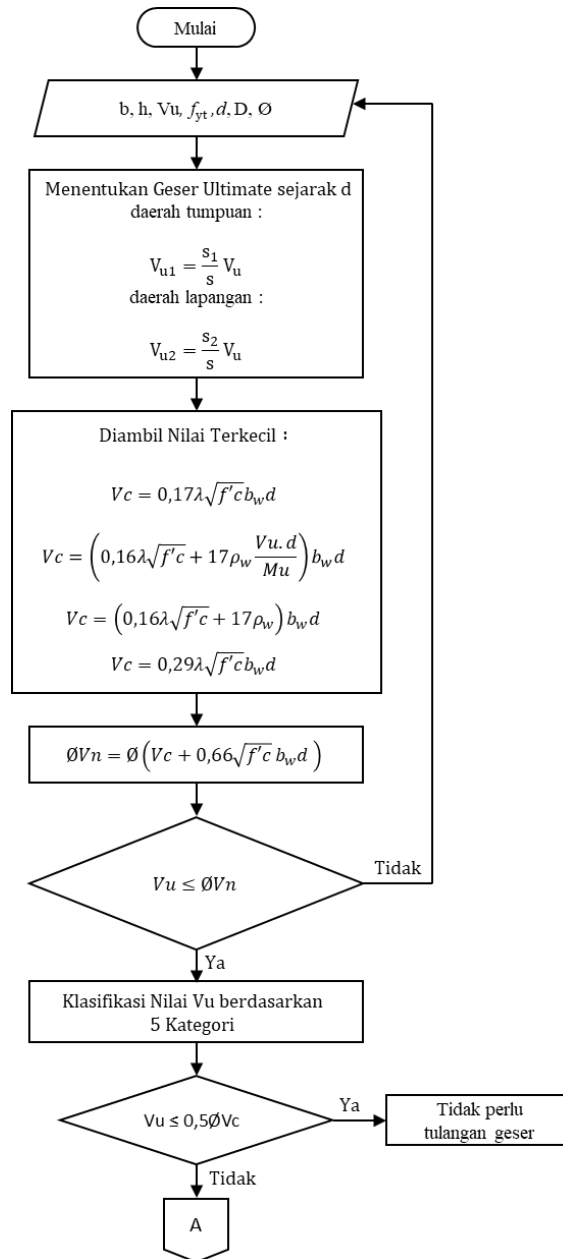
Bagan alir perencanaan kuat geser balok Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dapat dilihat pada Gambar 3.42.



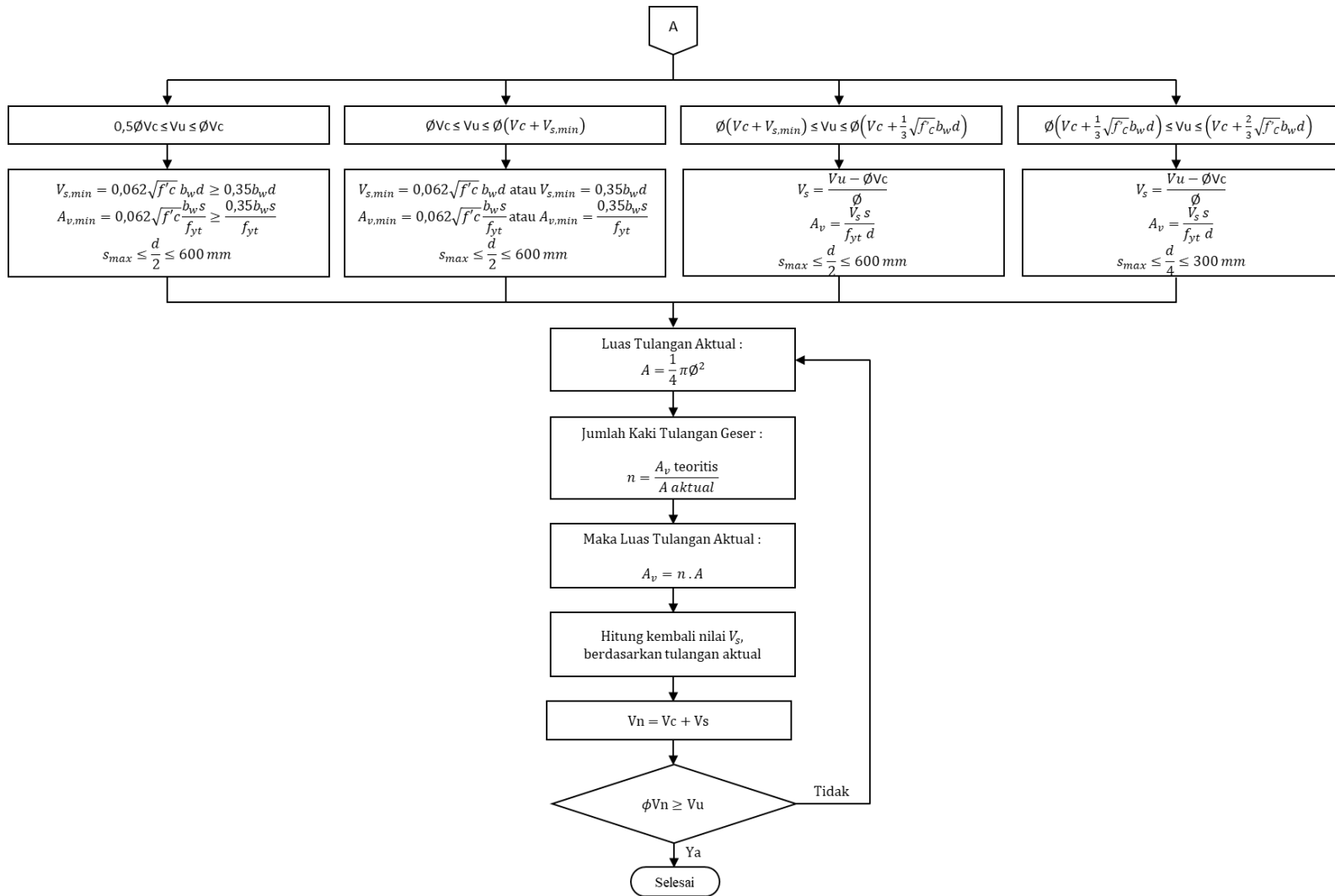
Gambar 3.42 Bagan Alir Perencanaan Kuat Geser Balok SRPMK

3.5.7 Bagan Alir Perencanaan Kuat Geser Balok

Bagan alir perencanaan kuat geser balok dapat dilihat pada Gambar 3.43.



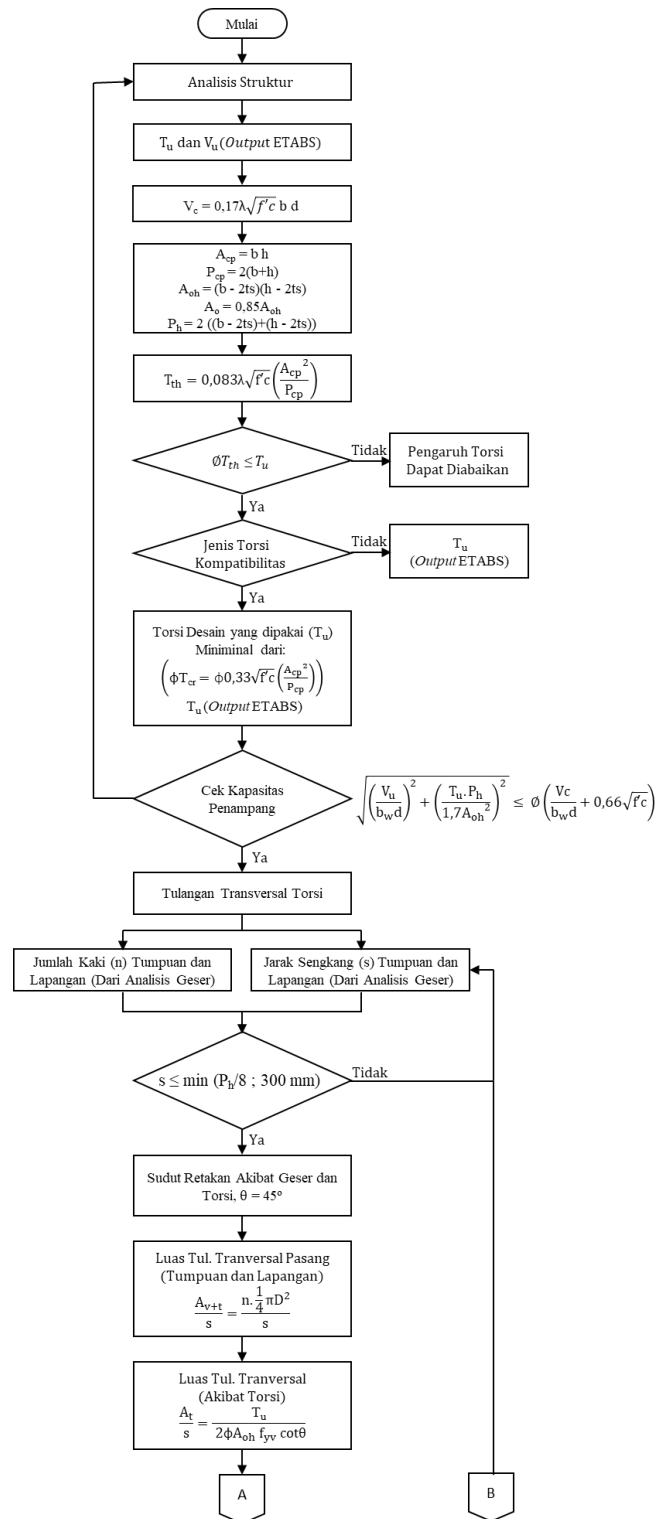
Gambar 3.43 Bagan Alir Perencanaan Kuat Geser Balok



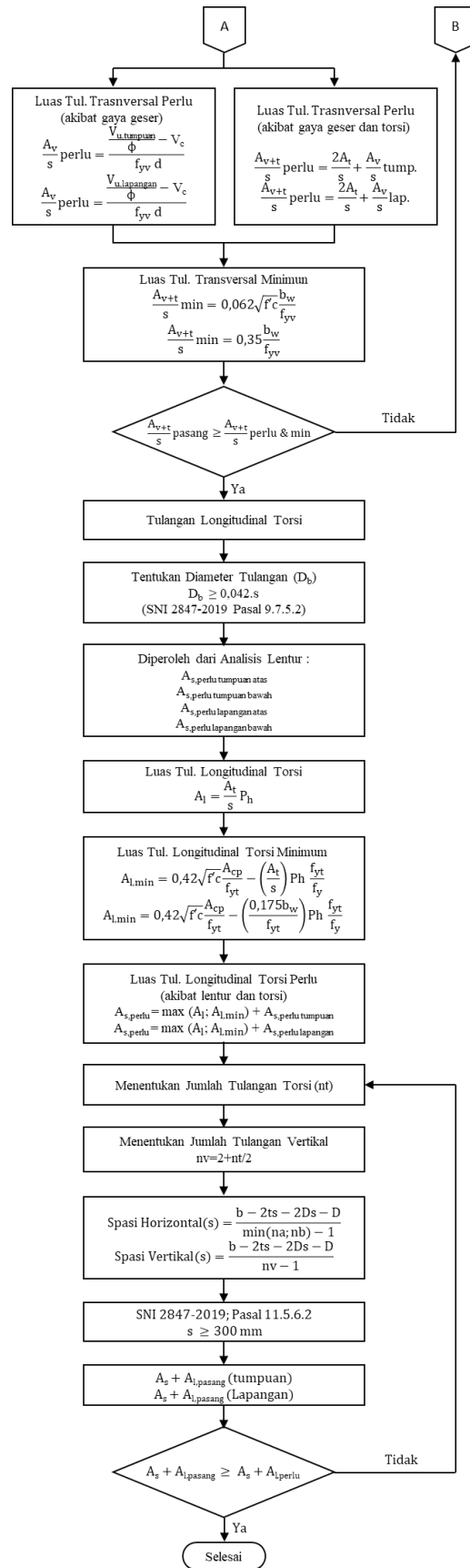
Gambar 3.44 Bagan Alir Perencanaan Kuat Geser Balok (Lanjutan)

3.5.8 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Torsi Balok

Bagan alir perencanaan tulangan geser balok dapat dilihat pada Gambar 3.47 s.d Gambar 3.46.



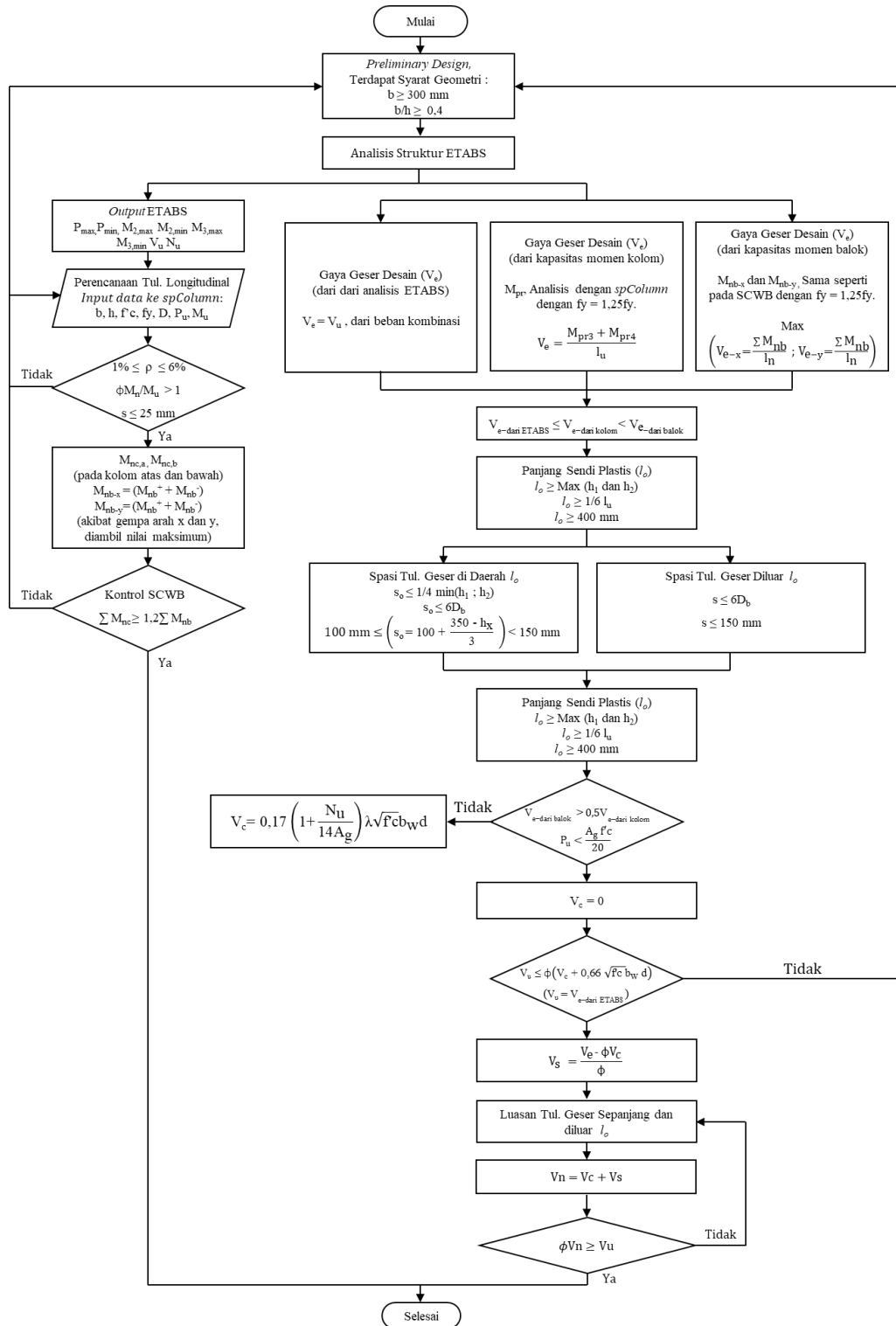
Gambar 3.45 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Torsi Balok



Gambar 3.46 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Torsi Balok (Lanjutan)

3.5.9 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Kolom SRPMK

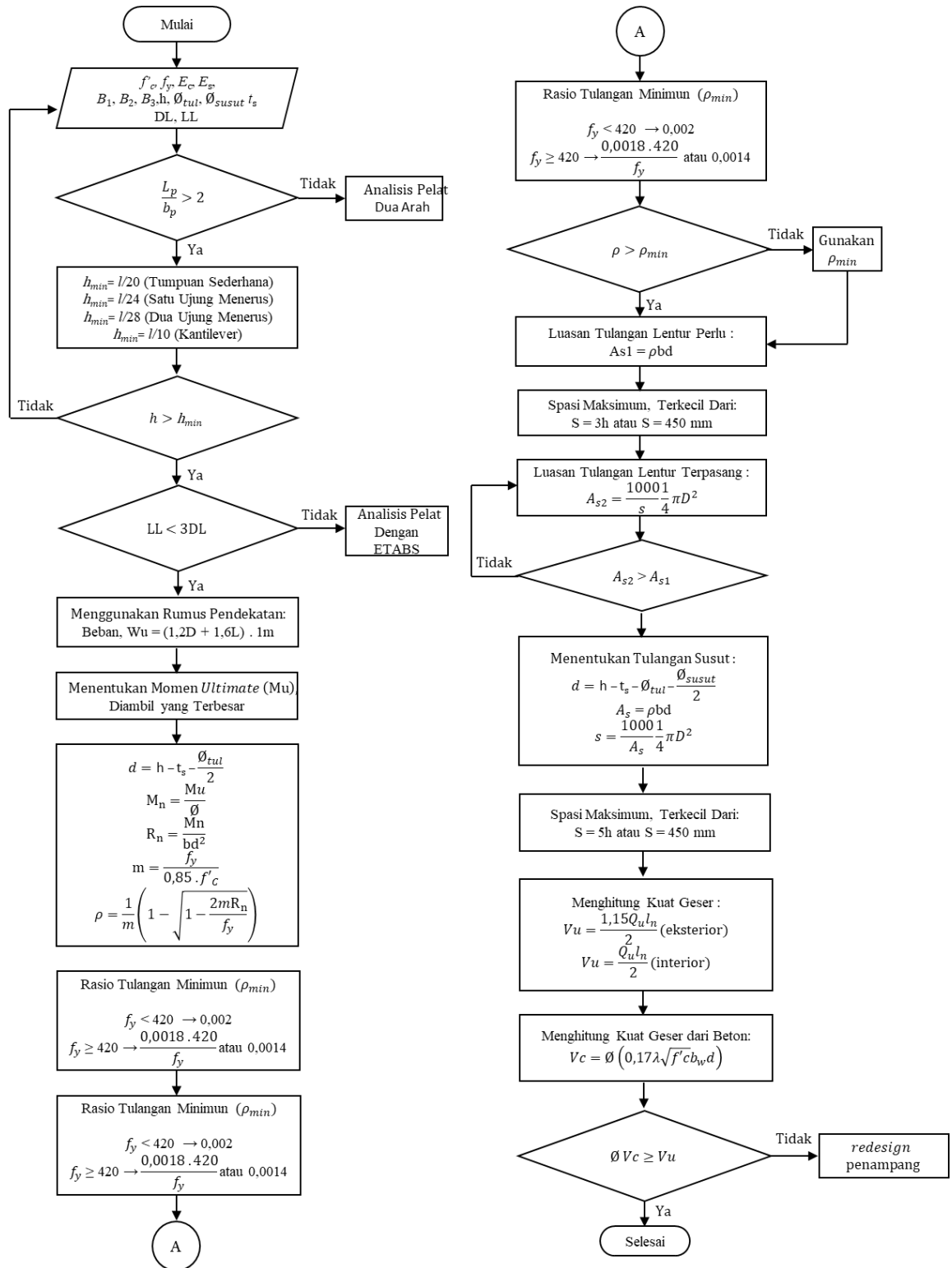
Bagan alir perencanaan tulangan kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dapat dilihat pada Gambar 3.47.



Gambar 3.47 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Kolom SRPMK

3.5.10 Bagan Alir Perencanaan Pelat

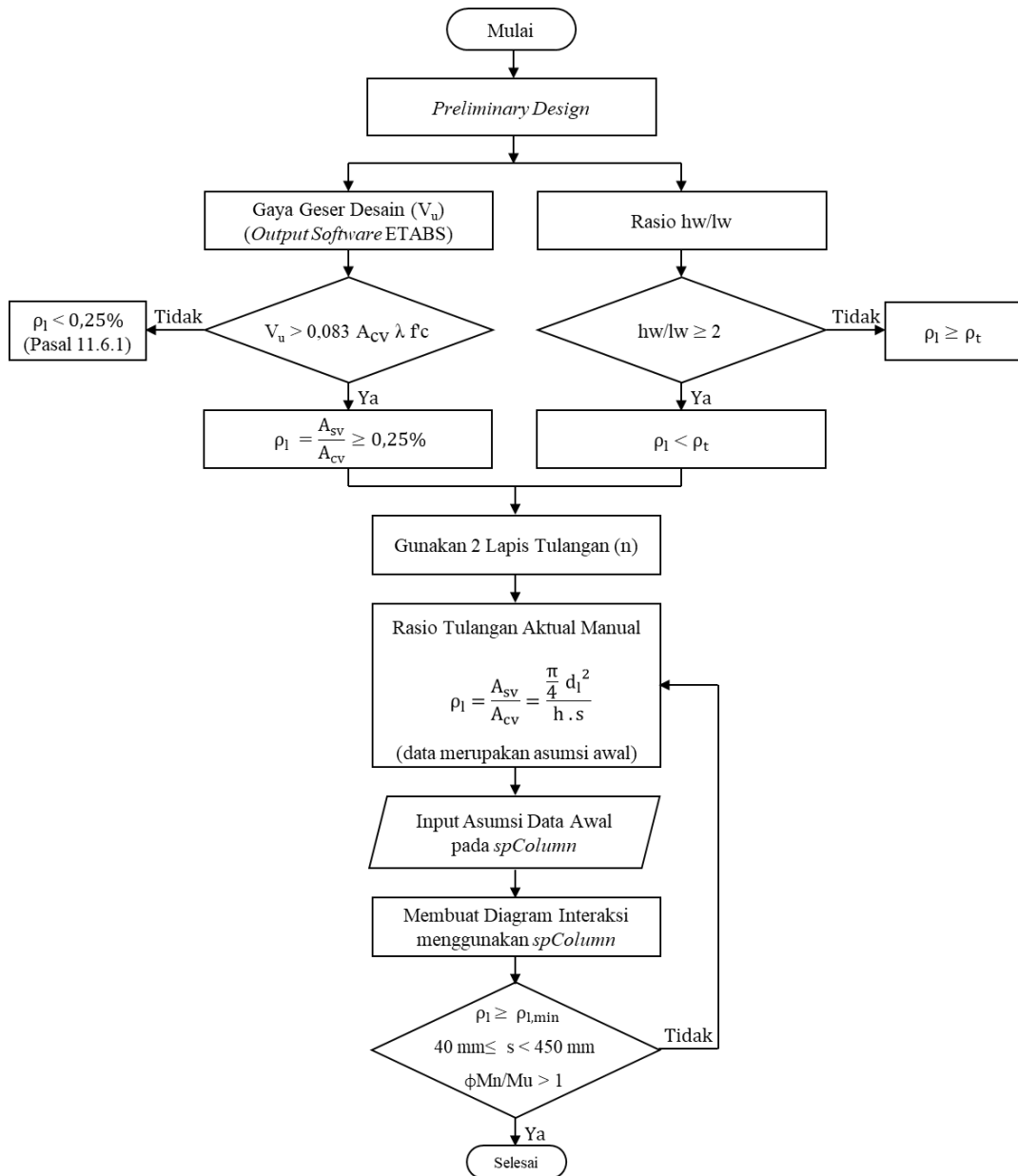
Bagan alir perencanaan pelat dapat dilihat pada Gambar 3.48.



Gambar 3.48 Bagan Alir Perencanaan Pelat

3.5.11 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Longitudinal *Shear Wall*

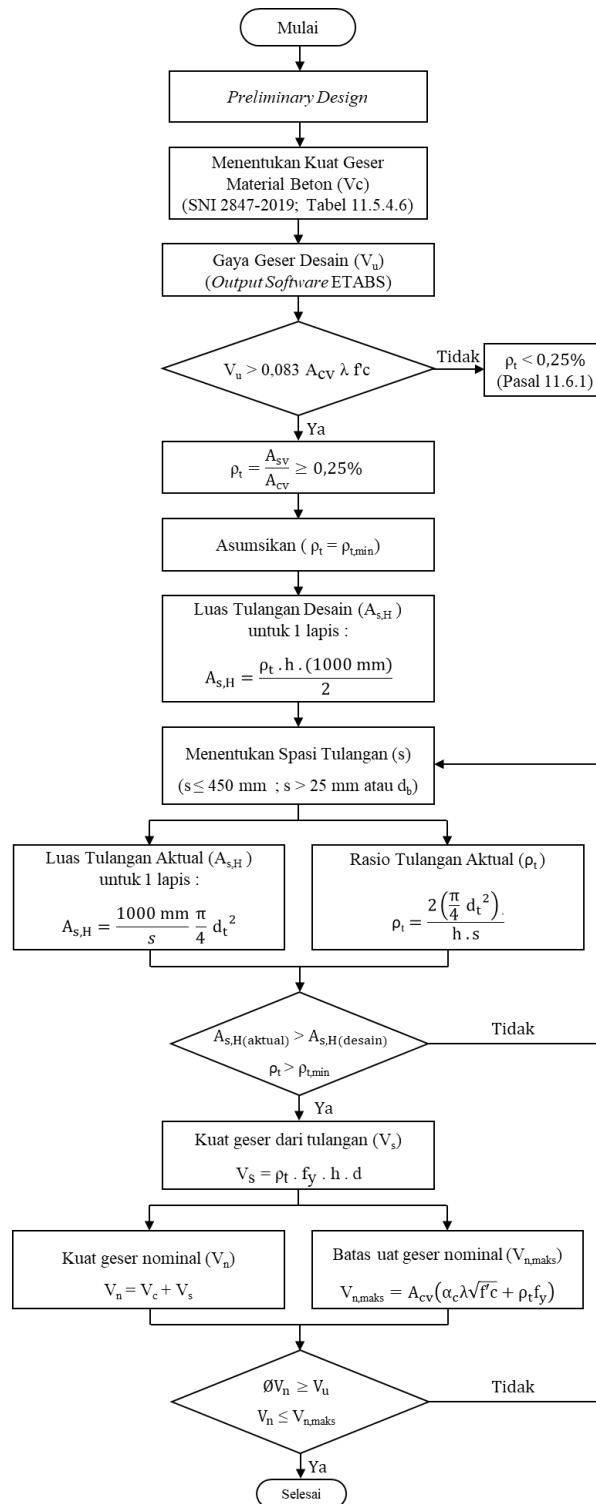
Bagan Alir Perencanaan Tulangan Longitudinal *Shear Wall* dapat dilihat pada Gambar 3.49.



Gambar 3.49 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Longitudinal *Shear Wall*

3.5.12 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Transversal *Shear Wall*

Bagan Alir Perencanaan Tulangan Transversal *Shear Wall* dapat dilihat pada Gambar 3.50.



Gambar 3.50 Bagan Alir Perencanaan Tulangan Transversal *Shear Wall*