

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Data perencanaan pada struktur bangunan Gedung Parkir Umum Dinas Teknis adalah sebagai berikut :

- a. Tipe bangunan : Gedung Parkir
- b. Lokasi bangunan : Jatibaru
- c. Lebar bangunan : 58,80 m
- d. Panjang bangunan : 49,75 m
- e. Ketinggian bangunan : 10 Lantai (41,75 m)
- f. Mutu Beton : 40 dan 35 MPa
- g. Mutu Tulangan Baja : BJTD 420B

4.2 Preliminary Design

Preliminary design dilakukan untuk menentukan dimensi kasar dari suatu komponen struktur. Standar *preliminary design* yang digunakan pada perencanaan ini mengacu pada SNI 2847-2013 dan SNI 2847-2019 yang mengatur tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.

4.2.1 Perencanaan Dimensi Balok

Rencana dimensi balok yang digunakan pada perencanaan ini mengikuti acuan perencanaan balok jenis beton bertulang, sehingga standar acuan yang digunakan untuk penentuan tinggi balok mengikuti SNI 2847:2019 pasal 9.5.2.2 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung mengikuti ketentuan yang terdapat pada rincian tabel 9.5 (a), sementara batasan dimensi balok ditentukan dengan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2.1.

Untuk data rencana dimensi balok yang sudah dihitung adalah sebagai berikut:

a) Balok G1 X (Balok Induk)

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Balok (L)} &= 6500 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi Balok (h)} &= \frac{L}{12} \\
 &= \frac{6500}{12} \\
 &= 542 \text{ mm diambil } 600 \text{ mm} \\
 \text{Lebar Balok (b)} &= \frac{1}{3} h \\
 &= \frac{1}{3} \times 600 \\
 &= 200 \text{ mm diambil } 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Balok B2 (Balok anak)

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Balok (L)} &= 6500 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi Balok (h)} &= \frac{L}{16} \\
 &= \frac{6500}{16} \\
 &= 406,25 \text{ mm diambil } 550 \text{ mm} \\
 \text{Lebar Balok (b)} &= \frac{1}{3} h \\
 &= \frac{1}{3} \times 550 \\
 &= 183,33 \text{ mm diambil } 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berikut adalah hasil rekapitulasi dari perhitungan preliminay dimensi struktur balok, sebagai berikut:

a) Lantai 1A

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Balok Lantai 1A

Tipe Balok	Ukuran Balok	Bentang L (mm)	Syarat Dimensi SNI 2847-2019 pasal 18.6.2.1			
			Syarat 1 ($\ell_n \geq 4d$)	Syarat 2 ($b_w \geq 0,3h$)	Syarat 3 ($b_w \geq 250 \text{ mm}$)	Syarat 4 ($b_w < b \text{ kolom}$)
TB1	350 x 600	6500	OK	OK	OK	OK
TB2	400 x 700	8400	OK	OK	OK	OK
TB1 K	350 x 600	3650	OK	OK	OK	OK

b) Lantai 1B – Lantai 10B

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Lantai 1B-10B

Tipe Balok	Ukuran Balok	Bentang L (mm)	Syarat Dimensi SNI 2847-2019 pasal 18.6.2.1			
			Syarat 1 ($l_n \geq 4d$)	Syarat 2 ($b_w \geq 0,3h$)	Syarat 3 ($b_w \geq 250$ mm)	Syarat 4 ($b_w < b$ kolom)
G1 X	350 x 700	6500	OK	OK	OK	OK
G1X K	350 X 700	3650	OK	OK	OK	OK
G1 Y	400 x 700	8400	OK	OK	OK	OK
G6	350 x 900	10665	OK	OK	OK	OK
G7	350 x 850	10085	OK	OK	OK	OK
G8	500 x 960	11500	OK	OK	OK	OK

Tipe Balok	Ukuran Balok	Bentang L (mm)	Syarat Dimensi SNI 2847-2019 pasal 18.6.2.1			
			Syarat 1 ($l_n \geq 4d$)	Syarat 2 ($b_w \geq 0,3h$)	Syarat 3 ($b_w \geq 250$ mm)	Syarat 4 ($b_w < b$ kolom)
B1	250 x 550	8400	OK	OK	-	OK
B2	300 x 550	6500	OK	OK	-	OK
B3	350 x 450	6500	OK	OK	-	OK
B4	350 X 700	10665	OK	OK	-	OK
BR1	350 x 450	6275	OK	OK	-	OK
B1 Kantilever	250 x 550	1850	OK	OK	-	OK
RMBP1	400 x 700	5750	OK	OK	OK	OK

Tipe Balok	Ukuran Balok	Bentang L (mm)	Syarat Dimensi SNI 2847-2019 pasal 18.6.2.1			
			Syarat 1 ($l_n \geq 4d$)	Syarat 2 ($b_w \geq 0,3h$)	Syarat 3 ($b_w \geq 250$ mm)	Syarat 4 ($b_w < b$ kolom)
RMBP2	350 x 550	5750	OK	OK	OK	OK
RMBP3	250 x 400	4200	OK	OK	OK	OK
RMBP4	425 x 850	8400	OK	OK	OK	OK

4.2.2 Perencanaan Dimensi Pelat

Pada penentuan dimensi pelat, digunakan acuan menurut SNI 2847-2013 pasal 9.5.3 dengan ketentuan sebagai berikut:

- a) Jika, $\alpha m \leq 0,2$ menggunakan pasal 9.5.3.2
- b) Untuk $0,2 < \alpha m \leq 2,0$ sedangkan h tidak boleh kurang dari:

$$\frac{\ln \left(0,8 + \frac{F_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha m - 0,2)}$$

- c) Untuk $\alpha m > 2,0$, sedangkan h tidak boleh kurang dari:

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

- d) Perhitungan preliminary tebal pelat

$$f'_c \text{ Beton} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ untuk tulangan utama} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_y \text{ untuk tulangan sengkang} = 420 \text{ MPa}$$

SNI 2847:2019 memberikan batasan pada tabel 8.3.2.1 untuk ketebalan minimum pelat nonprategang dengan balok diantara tumpuan pada semua sisi

Ukuran pelat

$$\text{Panjang (ly)} = 1066,5 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar (lx)} = 280 \text{ cm}$$

Dimensi penampang balok pendukung pelat

$$G2 \text{ X1} = 90,00 \times 45,00$$

$$B2 \text{ X2} = 55,00 \times 35,00$$

$$G2 \text{ Y1 Y2} = 90,00 \times 45,00$$

Bentang bersih Plat

$$\begin{aligned} \text{Ln Ly} &= \text{Ly} - \frac{\text{bw}}{2} + \frac{\text{bw}}{2} \\ &= 1066,5 - \frac{45,00}{2} + \frac{45,00}{2} \\ &= 1066,5 - 22,5 + 22,5 \\ &= 1021,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L_n L_x &= 280 - \frac{bw}{2} + \frac{bw}{2} \\
 &= 280 - \frac{35,00}{2} + \frac{45,00}{2} \\
 &= 280 - 17,5 + 22,5 \\
 &= 240 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kategori
Pelat

$$\begin{aligned}
 \beta &= \frac{L_{ny}}{L_{nx}} \\
 &= \frac{1021,5}{240} = 4,2562 < 5 < 2,5 \\
 &= \text{plat satu arah}
 \end{aligned}$$

Menentukan Nilai Rasio Kuat Lentur Balok Terhadap Kuat Lentur Plat (af)
 Pada Balok Melintang (L_x) G2, Mencari Lebar Efektif Flens (be) > SNI
 2847=2019 Pasal 13.2.4

$$\text{Lebar Balok } (bw) = 45,00 \text{ cm}$$

Tebal Pelat Rencana

$$(hf) = 12 \text{ cm}$$

Tinggi Balok-Tebal Plat

$$(hb) = 90,00 - 12$$

$$be1 = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\begin{aligned}
 \text{Persamaan 1} &= bw + 2hw \\
 &= 45,00 + 2(h-t) \\
 &= 45,00 + 156 \\
 &= 201,0 \\
 &= 0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Persamaan 2} &= bw + 8hf \\
 &= 45,00 + 96 \\
 &= 141 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari kedua persamaan diatas diambil nilai lebar efektif (be) yang terkecil

$$= 141,00 \text{ cm}$$

Momen inersia penampang T balok

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{1}{12} + \frac{0,284}{3,276} \\
 &= \frac{1,932}{1,284} = 1,504
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{1}{12} b_w h^3 k \\
 &= 0,083 \times 45,00 \times 729000,0 \times 1,504 \\
 &= 4111737 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia pada lajur plat lantai

$$\begin{aligned}
 I_p &= b_p \times \frac{t^3}{12} \\
 &= 280 \times \frac{1728}{12} \\
 &= 40320 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Rasio kekakuan balok Lx pada plat lantai dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned}
 \alpha_1 &= \frac{I_b}{I_p} \\
 &= \frac{4111737,3}{40320} \\
 &= 101,97761
 \end{aligned}$$

Menentukan Nilai Rasio Kuat Lentur Balok Terhadap Kuat Lentur Plat (α_f)

Pada Balok Melintang (Ly) B2, Mencari Lebar Efektif Flens (b_e) > SNI

2847=2019 Pasal 13.2.4

Lebar Balok (b_w) = 35,00 cm

Tebal Pelat Rencana

(h_f) = 12 cm

Tinggi Balok-Tebal

$$\text{Plat } (hb) = 55,00 - 12$$

$$be1 = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\begin{aligned} \text{Persamaan 1} &= bw + 2hw \\ &= 35,00 + 2(h-t) \\ &= 35,00 + 86 \\ &= 121,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Persamaan 2} &= bw + 8hf \\ &= 35,00 + 96 \\ &= 131,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari kedua persamaan diatas diambil nilai lebar efektif (be)
yang terkecil = 121 cm

Momen inersia penampang T balok

$$\begin{aligned} k &= \frac{1 + 0,5361039 \cdot 2,906843}{1 + 0,5361039} \\ &= \frac{2,5583697}{1,5361039} = 1,6654926 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ib &= \frac{1}{12} bw h^3 k \\ &= 0,0833333 \times 35,00 \times 166375,00 \times 1,66549 \\ &= 808197,63 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia pada lajur plat lantai

$$\begin{aligned} Ip &= bp \times \frac{t^3}{12} \\ &= 1066,5 \times \frac{1728}{12} \\ &= 153576 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Rasio kekakuan balok Lx pada plat lantai dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned} \alpha_2 &= \frac{I_b}{I_p} \\ &= \frac{808197,63}{153576} \\ &= 5,2625256 \end{aligned}$$

Menentukan Nilai Rasio Kuat Lentur Balok Terhadap Kuat Lentur Plat (α_f)
Pada Balok Memanjang (L_y)

$$\text{Lebar Balok } (b_w) = 45,00 \text{ cm}$$

Tebal Pelat Rencana

$$(h_f) = 12 \text{ cm}$$

Tinggi Balok-Tebal Plat

$$(h_b) = 90,00 - 12$$

$$b_{e1} = b_w + 2h_w < b_w + 8h_f$$

$$\begin{aligned} \text{Persamaan 1} &= b_w + 2h_w \\ &= 45,00 + 2(h-t) \\ &= 45,00 + 156 \\ &= 201,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Persamaan 2} &= b_w + 8h_f \\ &= 45,00 + 96 \\ &= 141,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dari kedua persamaan di atas diambil nilai lebar efektif (b_e) yang terkecil

$$= 141,00$$

Momen inersia penampang T balok

$$\begin{aligned} &= \frac{1 + 0,284444}{1 + 0,284444} \cdot 3,27616 \\ &= 1,9318878 = 1,5040649 \\ &\quad \underline{1,2844444} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_b &= \frac{1}{12} b_w h^3 k \\
 &= 0,0833333 \cdot 45,00 \cdot 729000,0 \cdot 1,50406 \\
 &= 4111737,3 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia pada lajur plat lantai

$$\begin{aligned}
 I_p &= b_p \times \frac{t^3}{12} \\
 &= 1066,5 \times \frac{1728}{12} \\
 &= 153576 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Rasio kekakuan balok Lx pada plat lantai dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned}
 \alpha_2 &= \frac{I_b}{I_p} \\
 &= \frac{4111737,3}{153576} \\
 &= 26,773307
 \end{aligned}$$

Nilai Rata-rata Rasio Kuat Lentur Balok Terhadap Kuat Lentur Pelat (*afm*)

$$\begin{aligned}
 \alpha_1 &= 101,97761 \\
 \alpha_3 &= 5,2625256 \\
 \alpha_2 &= \alpha_4 = 26,773307
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha_m &= \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} \\
 &= \frac{160,78675}{4} = 40,196688
 \end{aligned}$$

Dari hasil rata-rata perhitungan rasio kekakuan balok dan pelat rata-rata yang didapat > 2 ,

maka sesuai dengan SNI 03-2847-2019 Pasal 9.5.3.3 untuk menghitung tebal plat yaitu sbb :

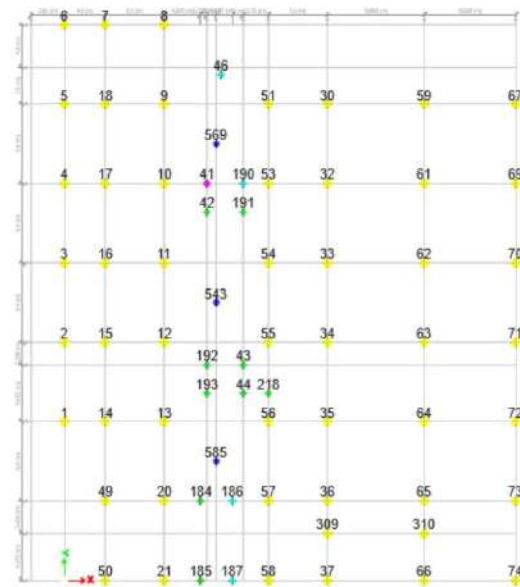
$$\begin{aligned}
 t &= \frac{l_{ny} \times 0,8 + f_y/1400}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{10215 \times 0,8 + \frac{420}{1400}}{74,30625} \\
 &= \frac{8172,3}{74,30625} = 109,98133 < 120\text{mm} \\
 &\hspace{15em} \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

e) Perhitungan preliminary tebal pelat

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Preliminary Tebal Pelat

Tipe	Tebal Pelat	Ly (m)	Lx (m)	Lny (a)	Ln timer (b)	a/b	Tipe Plat	Lokasi Plat
Pelat 1	12 cm	10,66	2,8	10,21	2,4	4,25	1 Arah	Lantai 1B-10B AS 7-9' dan AS 9'-10
Pelat 2	12 cm	6,5	2,8	6,05	2,45	2,46	2 Arah	Lantai 1A-10A dan Lantai 1B-10B AS 6-7
Pelat 3	10 cm	4,5	2,8	4,1	2,35	1,74	2 Arah	Lantai Atap dan Lantai Atap Lift

4.2.3 Perencanaan Dimensi Kolom



Gambar 4. 1 Denah Kolom Bangunan

Penentuan dimensi kolom disyaratkan mengikuti SNI 2847-2019 pasal 18.7.2 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung yang dijelaskan sebagai berikut:

- Dimensi penampang terkecil ≤ 300 mm
- Rasio penampang kolom $< 0,4$

Dimensi kolom ditentukan dengan perhitungan kekakuan kolom yang dijelaskan sebagai berikut:

$$\frac{I_{Kolom}}{H_{Kolom}} > \frac{I_{Balok}}{L_{Balok}}$$

Tipe Kolom	= K1
Tinggi Kolom	= 350 cm
Dimensi Balok ditumpu (G8)	= b
	= 35 cm
	h = 96 cm
Bentang Balok	= 650 cm

Perhitungan perencanaan

$$\begin{aligned}
 I \text{ balok} &= \frac{1}{12} b x h^3 \\
 &= 0,83333 x 35 x 96 \\
 &= 2580480 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I \text{ Kolom} &= \frac{L \text{ Kolom} x I \text{ Balok}}{L \text{ Balok}} \\
 &= \frac{350 x 2580480}{650} \\
 &= 1389489,2 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\text{Direncanakan } b \text{ kolom} = h \text{ kolom}$$

$$I \text{ Kolom} = \frac{1}{12} b x h^3$$

$$1389489,23 = \frac{1}{12} b x h^4$$

$$h^4 = 16673871 \text{ cm}$$

$$h \text{ pakai} = 63,901214 \text{ cm} \sim 64 \text{ cm}$$

Maka, diambil dimensi kolom K1 = 80 cm x 80 cm

Berikut adalah hasil rekapitulasi dari perhitungan *preliminary* dimensi struktur kolom, sebagai berikut:

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Preliminary Struktur Kolom

No	Jenis Kolom	Ukuran (mm)	Syarat SNI 2847-2019 pasal 18.7.2	
			Dimensi Min Penampang $\geq 300 \text{ mm}$	Rasio Penampang Kolom $> 0,4$
1.	Kolom K1	800 x 800	OK	OK
2.	Kolom K3	500 x 500	OK	OK
4.	Kolom K4	450 x 450	OK	OK
5.	Kolom K5	500 x 500	OK	OK
6.	Kolom K6	550 x 550	OK	OK
7.	Kolom K7	600 x 600	OK	OK
8.	Kolom K8	650 x 650	OK	OK

4.3 Pemodelan Rangka Struktur dengan ETABS

Pemodelan rangka struktur Gedung Parkir Umum Dinas Teknis Jatibaru dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS v22 untuk mensimulasikan perilaku struktur dan memperoleh gaya dalam yang digunakan pada tahap perencanaan elemen. Pemodelan dimulai dengan pembuatan sistem *grid* sesuai gambar DED yang mencakup denah dan elevasi bangunan. Proses ini diawali dengan memilih opsi *New Model → Grid Only* dan menyesuaikan jarak antar garis grid dengan data lapangan.

Selanjutnya dilakukan *input* properti material sesuai spesifikasi perencanaan, meliputi beton bertulang (f_c') untuk balok, kolom, pelat, pondasi, serta baja tulangan (f_y) untuk elemen tulangan. *Input* material dilakukan melalui menu *Define → Material → Add New Material*, kemudian disesuaikan mutu, berat jenis, dan modulus elastisitasnya sesuai SNI 2847:2019. Setelah itu, didefinisikan properti penampang balok, kolom, dan pelat menggunakan *Define → Section Properties* dengan dimensi yang telah diperoleh pada tahap *preliminary design*. Untuk balok dan kolom, juga diinput data tulangan rencana melalui pengaturan *Concrete Reinforcement* pada *section properties*.

Pemodelan pelat lantai dilakukan menggunakan perintah *Define → Section Properties → Area Section → Add New Section*, dengan ketebalan mengacu hasil perencanaan. Kondisi tumpuan dimodelkan sebagai perletakan jepit (*fixed support*) pada ujung kolom yang terhubung ke pondasi tiang pancang, melalui perintah *Assign → Joint → Restraints. Diaphragm constraint* diterapkan pada masing-masing lantai untuk mensimulasikan diafragma kaku sesuai ketentuan SNI 1726:2019, menggunakan *Assign → Joint → Diaphragms*.

Tabel 4. 5 Rekap Parameter Pemodelan Rangka Struktur

Komponen	Parameter	Spesifikasi
Perangkat Lunak	Versi	ETABs v22
Sistem Struktur	Jenis	SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus)
Material	Beton	$f_c' : 35 \text{ MPa}$
	Baja Tulangan	$f_y' : 420 \text{ MPa}$
Tumpuan	Perletakan	Jepit (<i>fixed support</i>) pada ujung kolom di pondasi

4.4 Analisis Pembebanan

4.3.1 Analisis Beban Mati

Terdapat dua jenis beban mati yang digunakan pada Gedung Parkir Jatibaru yang terdiri beban mati struktur sendiri dan beban mati tambahan. Berat beban mati yang digunakan mengacu pada ketentuan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung (1987) dan SNI 1727:2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung. Beban mati pada pemodelan dalam *software* analisis struktur sudah terhitung secara otomatis dari hasil elemen struktur yang dimodelkan dengan *Software ETABS*. Lalu, untuk beban mati tambahan (SDL) berupa beban mati yang terdiri dari beban dinding atau struktur lain yang sifatnya tetap. Untuk beban dinding sendiri, penginputannya dimodelkan dengan beban merata pada balok yang menumpu dinding.

a) Berat mati

$$\begin{aligned} \text{Beban pelat lantai atap} & : 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 0,1 \text{ m} = 240 \text{ Kg/m}^2 \\ & = 2,4 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban pelat lantai 1 - 10} & : 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 0,12 \text{ m} = 288 \text{ Kg/m}^2 \\ & = 2,88 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

b) Beban mati tambahan pada pelat

$$\text{Beban } \textit{floor hardener} = 0,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Beban rangka dan plafond} = 0,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Beban } \textit{mechanical electrical} = 0,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Beban } \textit{plumbing} = 0,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total beban tambahan pelat} = 0,53 \text{ KN/m}^2$$

c) Beban mati tambahan pada balok lantai

$$\text{Beban dinding parapet } h = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar dinding parapet } b = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Luas dinding parapet} = 1,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m} = 0,24 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri dinding parapet} &= 0,24 \text{ m}^2 \times 2400 = 576 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 5,76 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

d) Beban Tangga

$$\text{Tebal pelat} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Optrade tangga} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} h' &= h + \text{optrade tangga} \times \cos \alpha \\ &= 12 + \left(\frac{17,5}{2}\right) \times 0,86 = 19,58 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal anak tangga} &= h' - \text{Tebal Pelat} \\ &= 19,58 \text{ cm} - 12 \text{ cm} = 0,076 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban anak tangga} &= 0,076 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 576 \text{ Kg/ m}^2 \\ &= 5,76 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban Spesi (3 cm): } &3 \times 21 \text{ Kg/m}^3 = 63 \text{ Kg/ m}^2 \\ &= 0,63 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Handrill} = 15 \text{ Kg/m}^2 = 0,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Penutup Lantai} = 24 \text{ Kg/m}^2 = 0,24 \text{ KN/m}^2$$

4.3.2 Analisis Beban Hidup

Beban hidup disyaratkan mengikuti ketentuan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung (1987) dan SNI 1727:2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung yang menyebutkan peraturan mengenai beban keberadaan manusia, berat sementara benda, dan berat sesuai fungsi ruangan. Beban hidup yang terdapat pada Gedung Parkir Jatibaru adalah sebagai berikut:

a) Beban hidup pada pelat lantai

Beban hidup gedung parkir	= 400 Kg/m ²	
Beban mobil penumpang	= 192 Kg/m ²	
Total beban hidup pada pelat lantai	= 592 Kg/m ²	= 5,93 KN/m ²
b) Beban hidup pada pelat lantai atap		
Beban hidup lantai atap	= 100 Kg/m ²	= 1 KN/m ²
c) Beban hidup pada tangga		
Beban hidup tangga	= 300 Kg/m ²	= 3 KN/m ²

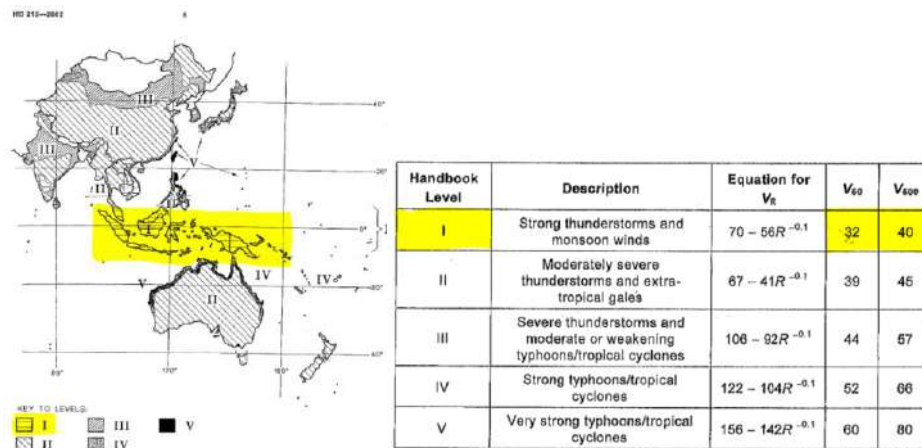
4.3.3 Analisis Beban Angin

4.3.3.1 Data Perencanaan

- Tipe bangunan = Gedung Parkir
- Lokasi bangunan = Jatibaru
- Lebar bangunan, B = 58,80 m
- Panjang bangunan, L = 49,75 m
- Ketinggian bangunan = 10 Lantai (41,75 m)
- Mutu Beton = 35 dan 40 MPa
- Mutu Tulangan Baja = BJTD 420B

4.3.3.2 Perencanaan dan Perhitungan Beban Angin

- a) Kategori risiko bangunan : II (SNI 1726:2019 dan ASCE 7-16)
- b) Kecepatan angin dasar : 25 m/s (Hb 212-2002-*Design Wind Speeds for the Asia-Pacific Region*, wilayah Indonesia berada di sekitar garis ekuator di level I, dengan wind speed periode 50 tahunannya 32 m/s dan 40m/s untuk periode 500 tahunan, untuk wilayah Jakarta tahun ini kecepatan angin terbesar di 76 kph atau 21,1 m/s).



Gambar 4. 2 *Design wind Speed Asia-Pasific*

Sumber : Hb 212-2002-Design Wind Speeds for the Asia-Pasific Region

- c) Faktor arah angin, K_d (*Wind Directionally Factor*) : **0,85** (*building* atau bangunan gedung sesuai dengan SNI 1727:2020 tabel 26.6-1 atau ASCE 7-16 table 26.6-1).
- d) Kategori eksposur atau kekeasaran permukaan : **B** (di daerah perkotaan, SNI 1727:2020 pasal 26.7).
- e) Faktor topografi, K_{zt} : **1** (SNI 1727:2020 pasal 26.8.2)
- f) Faktor elevasi permukaan tanah, K_e : **1** (ASCE 7-16, 26.9 tabel 26.9-1)
- g) Faktor *gust effect* atau hembusan angin, G : **0,85** (ASCE 7-16, pasal 26.11.1)
- h) Klasifikasi jenis bangunan tertutupan : *Partially open building*, bangunan terbuka sebagian (ASCE 7-16, 26.12)
- i) Koefisien tekanan internal, GC_{pi} : **± 0,18** (ASCE 7-16, tabel 26.13-1)
- j) Koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h :

Tinggi bangunan, Z : 41,75 m

Koefisien medan paparan α : 7,0 (eksposur bangunan B)

Ketinggian medan paparan, Z_g : 365,76 (eksposur bangunan B)

K_z , untuk bangunan dengan ketinggian $15 \text{ ft } (4,6 \text{ m}) \leq Z \leq Z_g$:

$$K_z = 2,01 \left(\frac{Z}{Z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}}$$

$$= 2,01 \left(\frac{41,75}{365,76} \right)^{\frac{2}{7}}$$

$$= 2,01 (0,5379)$$

$$= 1,08118$$

$$K_h = K_z = 1,081$$

k) Tekanan velositas, q_z atau q_h : (ASCE 7-16, equation 26.10-1.si)

$$\begin{aligned} q_z = q_h &= 0,613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2 \\ &= 0,613 \times 1,081 \times 1 \times 0,85 \times 1 \times 25^2 \\ &= 352 \text{ N/m}^2 \\ &= 0,352 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

l) Koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N : (ASCE 7-16, *figure 27.3-1 Wall Pressure Coefficient, C_p*)

$$\text{Windward} = 0,8$$

$$\text{Leeward} = L/B$$

$$= 49,75/58,8 = 0,846, \text{ jadi digunakan } C_p : -0,5$$

$$\text{Sidewall} = -0,7$$

m) Tekanan angin disetiap sisi bangunan, p : (ASCE 7-16, *equation 27.3-1*)

a) *Windward pressure* :

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi})$$

$$p = 0,352 \times 0,85 \times 0,8 - 0,352 \times (-0,18) = 0,3027 \text{ KN/m}^2$$

b) *Leeward pressure* :

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi})$$

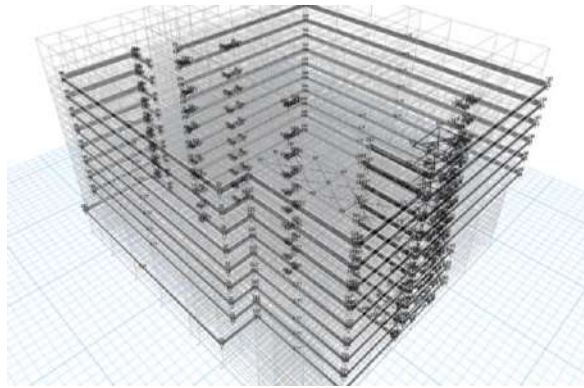
$$p = 0,352 \times 0,85 \times (-0,5) - 0,352 \times (-0,18) = -0,0862 \text{ KN/m}^2$$

c) *Sidewall pressure* :

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi})$$

$$p = 0,352 \times 0,85 \times (-0,7) - 0,352 \times (-0,18) = -0,1461 \text{ KN/m}^2$$

Pada penginputan beban angin dalam *software* analisa struktur digunakan beban angin sebesar 0,77 KN/m² karena besar tekanan yang dihitung masih lebih kecil dari beban desain minimum sesuai dengan standar beban angin desain minimum pada SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain pasal 27.1.5.



Gambar 4. 3 *Input* Beban Angin Pada Dinding Parapet

4.3.4 Analisis Beban Gempa

Dalam menganalisis beban gempa pada bangunan gedung parkir standar yang digunakan adalah SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung dengan memperhitungkan lokasi bangunan yaitu di Jatibaru, Tanah Abang, Jakarta. Beberapa tahapan untuk mendapatkan beban gempa dengan menggunakan parameter respon spektrum, sebagai berikut:

1) Kategori risiko bangunan

Ditinjau dari standar SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung tabel 3-Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa, bangunan gedung parkir ini termasuk dalam kategori risiko II.

2) Faktor keutamaan gempa

Faktor keutamaan gempa, I_e sebesar 1,0 yang didapatkan berdasarkan kategori risiko bangunan dari tabel 4 SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Tabel 4. 6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, i_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1726:2019 tabel 4

3) Klasifikasi situs

Klasifikasi situs tanah didapatkan dari pengujian SPT (*standart penetration test*). Uji SPT ini dilakukan di lokasi proyek yaitu jalan Jatibaru, Tanah Abang, Jakarta.

Tabel 4. 7 Hasil Uji Sondir Gedung Parkir Jatibaru

No	Kedalaman (m)	T (m)	N (SPT)	N' = T/N
1.	0 – 4	4	3	1,333
2.	4 – 6	2	4	0,5
3.	6 – 8	2	6	0,333
4.	8 – 10	2	4	0,5
5.	10 – 12	2	3	0,666667
6.	12 – 14	2	5	0,4
7.	14 – 16	2	8	0,25
8.	16 – 18	2	6	0,333333
9.	18 – 20	2	7	0,285714
10.	20 – 22	2	5	0,4
11.	22 – 24	2	7	0,285714
12.	24 – 26	2	11	0,181818
13.	26 – 28	2	9	0,222222
14.	28 – 30	2	13	0,153846
15.	30 – 32	2	16	0,125
16.	32 – 34	2	18	0,111111
17.	34 – 36	2	29	0,068966
18.	36 – 38	2	26	0,076923
19.	38 – 40	2	35	0,057143
20.	40 – 42	2	37	0,054054
21.	42 – 44	2	43	0,046512
22.	44 – 46	2	45	0,044444
23.	46 – 48	2	55	0,036364
24.	48 – 50	2	60	0,033333
25.	50 – 52	2	60	0,033333
26.	52 – 54,5	2,5	60	0,041667
Total		54,5	575	6,574831
Σ N				8,289186

Data dari diatas, dapat dihitung nilai $\sum N = \frac{\sum T}{\sum N'} = \frac{54,5}{6,574831} = 8,289186$

$\sum N < 15$, maka dapat disimpulkan bahwa hasil dari perhitungan N-SPT klasifikasi situs tanah untuk bangunan tersebut digolongkan ke dalam kategori Tanag Lunak (SE).

Tabel 4. 8 Klasifikasi Situs

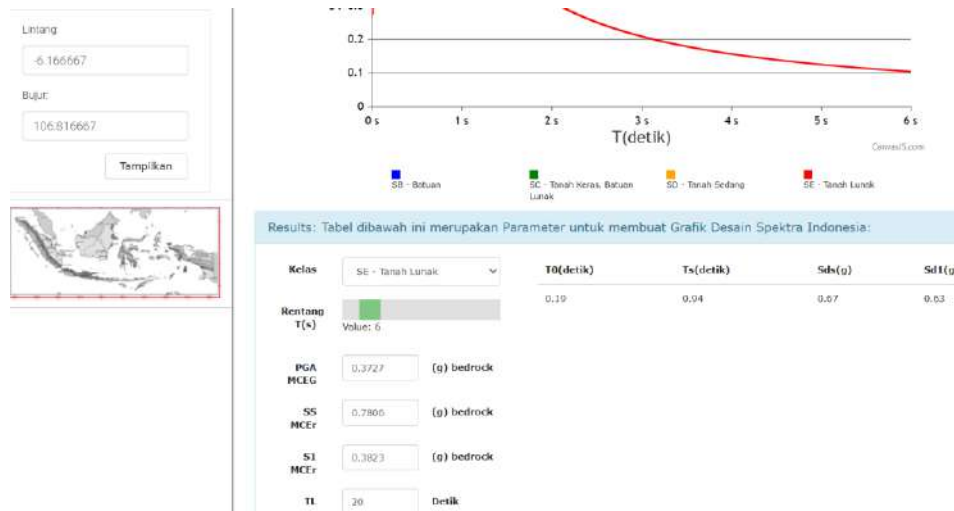
Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750-150	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350-750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175-350	15-50	50-100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/ gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berpalstisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak atau setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 4

4) Parameter percepatan gempa (S_s dan S_1)

Untuk mempermudah mendapatkan data parameter percepatan gempa, bisa dilihat dengan membuka *website* milik Kementerian PUPR

(<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>) dengan memasukan kota yang sesuai dengan lokasi proyek.



Gambar 4. 4 Parameter percepatan gempa dari RSA Ciptakarya

- 5) Sehingga diperoleh nilai S_s sebesar 0,7806 g dan nilai S_1 sebesar 0,3823 g serta periode transisi jangka panjang (TL) sebesar 20 s.
- 6) Koefisien situs (F_a dan F_s)

Tabel 4. 9 Koefisien Situs

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726:2019 tabel 6

Analisis koefisien situs F_a didapatkan dari data S_s yang diperoleh dari website RSA Ciptakarya, dengan cara interpolasi sebagai berikut:

- a) Nilai $S_s = 0,7806$ g, berada diantara angka $S_s = 0,75$ dan $S_s = 1,0$
- b) Nilai kelas situs : 1,3 dan 1,1
- c) Nilai interpolasi F_a : $1,3 + \left(\frac{0,7806 - 0,75}{1 - 0,75} \right) \times (1,1 - 1,3) = 1,27552$

Tabel 4. 10 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 S , S_1					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber : SNI 1726:2019 tabel 7

Analisis koefisien situs F_v didapatkan dari data S_1 yang diperoleh dari website RSA Ciptakarya, dengan cara interpolasi sebagai berikut :

d) Nilai $S_1 = 0,3823$ g, berada diantara angka $S_1 = 0,3$ dan $S_s = 0,4$

e) Nilai kelas situs : 2,8 dan 2,4

f) Nilai interpolasi F_v : $2,8 + \left(\frac{0,3823 - 0,3}{0,4 - 0,3} \right) \times (2,4 - 2,8) = 2,4708$

7) Menghitung parameter respon spektral

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{MS} = 1,27552 \times 0,7806 = 0,995671 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$S_{M1} = 2,4708 \times 0,3823 = 0,944587 \text{ g}$$

8) Klasifikasi kategori desain seismik berdasarkan parameter respon

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,995671 = 0,6637 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,944587 = 0,6297 \text{ g}$$

Tabel 4. 11 KDS berdasarkan S_{DS}

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

Sumber: SNI 1726:2019 tabel 8)

Tabel 4. 12 KDS berdasarkan S_{D1}

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

Sumber: SNI 1726:2019 tabel 9

Berdasarkan hasil perhitungan parameter spektrum respons gempa, diperoleh nilai S_{DS} 0,6637 g dan S_{D1} 0,6297 g. Mengacu pada ketentuan dalam SNI 1726:2019, khususnya tabel 8 dan tabel 9, nilai-nilai tersebut menunjukkan bahwa struktur tergolong dalam kategori desain seismik D untuk periode 1 detik. Kategori ini menandakan bahwa bangunan berada pada wilayah dengan tingkat risiko gempa sedang hingga tinggi, sehingga memerlukan sistem struktur dan detailing khusus yang dirancang untuk ketahanan terhadap beban gempa besar.

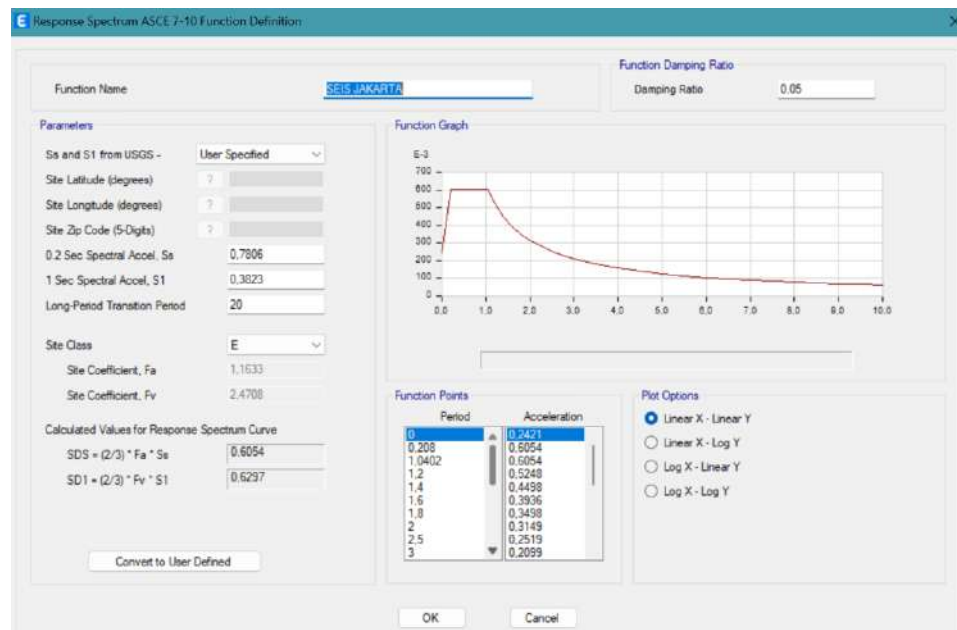
- 9) Parameter yang dipakai untuk sistem pemikul gaya seismik pada penelitian ini disesuaikan dengan ketentuan SNI 1726:2019 Tabel 12 adalah untuk rangka beton bertulang sebagai berikut:

- Koefisien modifikasi respons, R = 8
- Faktor kuat lebih sistem, Ω_0 = 3
- Faktor pembesaran simpangan lateral, C_d = 5,5

- 10) Input hasil analisis parameter - parameter percepatan kedalam software *ETABS*

- S_s : 0,7806 g

- S_1 : 0,3823 g
- T_L : 20
- Klasifikasi situs : SE / tanah lunak



Gambar 4. 5 Input beban di *ETABS*

4.3.5 Kombinasi Pembebanan

Dalam analisis struktur atas, digunakan beberapa jenis beban utama yang merepresentasikan kondisi pembebanan aktual pada bangunan. Berikut beberapa beban yang akan digunakan pada analisis struktur atas pada perencanaan Gedung Parkir Umum Dinas Jatibaru. Salah satu beban kritis yang diperhitungkan adalah beban gempa, yang dalam perencanaan ini mencakup dua pendekatan analisis, yaitu beban gempa statis ekuivalen dan beban gempa dinamis (respons spektrum). Keduanya ditetapkan berdasarkan ketentuan yang tercantum dalam SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung:

a. Kombinasi pembebanan dasar sesuai SNI 1726:2019 Pasal 4.2.2.1

1,4 D

1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r atau R)

$$1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$$

$$1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$$

$$0,9 D + 1,0 W$$

b. Kombinasi pembebanan dengan faktor kuat lebih sesuai SNI 1726:2019

Pasal 8.3.2.3

$$(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + E_{mh} + L$$

$$(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + E_{mh}$$

$$1,2 + 0,2 S_{DS} : 1,2 + 0,2 (0,6637) = 1,33274$$

$$0,9 - 0,2 S_{DS} : 0,9 - 0,2 (0,6637) = 0,76726$$

Sehingga diambil dari kombinasi pembebanan dasar dan kombinasi pembebanan dengan faktor kuat lebih didapatkan 28 kombinasi pembebanan, sebagai berikut :

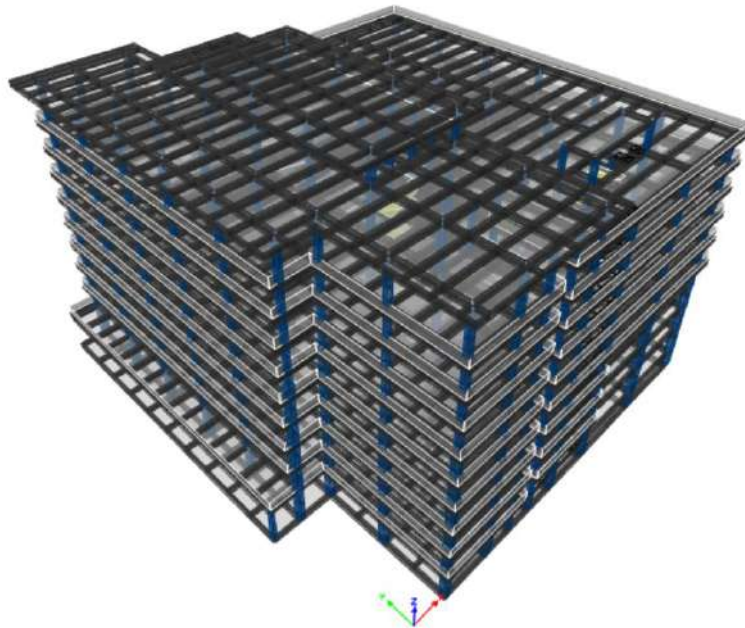
1. Kombinasi 1 : 1,4 D + 1,4 SDL
2. Kombinasi 2 : 1,2 D + 1,2 SDL + 1,6 LL
3. Kombinasi 3 : 1,2 D + 1,2 SDL + 0,5 WLX
4. Kombinasi 4 : 1,2 D + 1,2 SDL - 0,5 WLX
5. Kombinasi 5 : 1,2 D + 1,2 SDL + 0,5 WLY
6. Kombinasi 6 : 1,2 D + 1,2 SDL - 0,5 WLY
7. Kombinasi 7 : 1,2 D + 1,2 SDL + 0,375 WLX + 0,375 WLY
8. Kombinasi 8 : 1,2 D + 1,2 SDL - 0,375 WLX - 0,375 WLY
9. Kombinasi 9 : 1,2 D + 1,2 SDL + 1 LL + 1 WLX
10. Kombinasi 10 : 1,2 D + 1,2 SDL + 1 LL - 1 WLX
11. Kombinasi 11 : 1,2 D + 1,2 SDL + 1 LL + 1 WLY
12. Kombinasi 12 : 1,2 D + 1,2 SDL + 1 LL - 1 WLY
13. Kombinasi 13 : 1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL + 1,3 EDX + 0,39 EDY
14. Kombinasi 14 : 1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL + 1,3 EDX - 0,39 EDY
15. Kombinasi 15 : 1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL - 1,3 EDX + 0,39 EDY

16. Kombinasi 16 : $1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL - 1,3 EDX - 0,39 EDY$
17. Kombinasi 17 : $1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL + 0,39 EDX + 1,3 EDY$
18. Kombinasi 18 : $1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL + 0,39 EDX - 1,3 EDY$
19. Kombinasi 19 : $1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL - 0,39 EDX + 1,3 EDY$
20. Kombinasi 20 : $1,3327 D + 1,3327 SDL + 1 LL - 0,39 EDX - 1,3 EDY$
21. Kombinasi 21 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL + 1,3 EDX + 0,39 EDY$
22. Kombinasi 22 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL + 1,3 EDX - 0,39 EDY$
23. Kombinasi 23 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL - 1,3 EDX + 0,39 EDY$
24. Kombinasi 24 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL - 1,3 EDX + 0,39 EDY$
25. Kombinasi 25 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL + 0,39 EDX + 1,3 EDY$
26. Kombinasi 26 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL + 0,39 EDX - 1,3 EDY$
27. Kombinasi 27 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL - 0,39 EDX + 1,3 EDY$
28. Kombinasi 28 : $0,7673 D + 0,7673 SDL + 1 LL - 0,39 EDX - 1,3 EDY$

4.5 Analisis Struktur

Langkah yang dilakukan setelah menghitung pembebanan adalah memodelkan struktur secara keseluruhan sesuai dengan pada perhitungan *preliminary* dan DED bangunan Gedung Parkir Jatibaru yang sudah

disesuaikan menggunakan *software* analisa struktur *ETABS*, berikut adalah pemodelannya.



Gambar 4. 6 3D pemodelan struktur di *ETABS*

4.4.1 Analisis Akibat Beban Gempa

4.4.1.1 Analisis Partisipasi Massa

Dari SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Pasal 7.9.1.1 analisis ragam yang digunakan untuk menentukan getar alami pada desain struktur diambil sebanyak 12 kali. Syarat partisipasi masa yang harus dicapai adalah lebih besar dari 90% dan dengan modal 12 step tercapai sebesar 90,6% ke arah sumbu X dan 93% pada arah sumbu Y.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,893	0,0006	0,7667	0	0,0006	0,7667	0	0,2911	0,0001	0,0171	0,2911
MODAL	Mode	2	1,523	0,0245	0,0122	0	0,0252	0,7789	0	0,011	0,0127	0,722	0,3021
MODAL	Mode	3	1,174	0,7262	0,0016	0	0,7514	0,7805	0	0,0019	0,3252	0,0267	0,3039
MODAL	Mode	4	0,652	1,475-05	0,0974	0	0,7514	0,8779	0	0,4146	0,0005	5,976-07	0,7185
MODAL	Mode	5	0,555	0,017	2,11E-05	0	0,7683	0,8779	0	4,99E-05	0,0276	0,0955	0,7186
MODAL	Mode	6	0,411	0,0899	0,0008	0	0,8582	0,8788	0	0,0011	0,2475	0,0118	0,7197
MODAL	Mode	7	0,391	0,007	0,0137	0	0,8603	0,9134	0	0,053	0,0083	0,0049	0,7227
MODAL	Mode	8	0,317	0,0044	0,001	0	0,8646	0,9154	0	0,006	0,0124	0,0319	0,7287
MODAL	Mode	9	0,288	0,0315	0,0012	0	0,8962	0,9167	0	0,0035	0,0687	0,0025	0,7822
MODAL	Mode	10	0,279	0,0009	0,0379	0	0,8971	0,9346	0	0,0481	0,0014	0,0043	0,8303
MODAL	Mode	11	0,235	0,009	0,0002	0	0,9061	0,9348	0	0,0003	0,0241	0,0138	0,8305
MODAL	Mode	12	0,208	0,0055	0,0116	0	0,9066	0,9464	0	0,0304	0,0012	0,0023	0,861
Syarat : Partisipasi massa harus > 90 %							OK	OK					

Gambar 4. 7 Analisis ragam dengan Microsoft Excel

4.4.1.2 Analisis Perbandingan Geser Statis dan Dinamis

Dari SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Pasal 7.9.1.4.1 untuk mencapai kontrol pada geser statis dan dinamis aman perlu adanya modifikasi pada *scale factor* pada beban gempa dinamis, dengan faktor pembebanan:

$$\frac{1}{R} g$$

$$\frac{1}{8} 9,81 = 1,226$$

Namun apabila belum tercapai 100% maka perlu mengalikan angka *scale factor* 1,226 dengan faktor skala hasil analisis pada *excel* dengan cara membagi V_s/V_b .

TABLE: Base Reactions													
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	XCentroidFX	YCentroidFX
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m	m	m	m	m	m
EQSX	LinStatic		-8197,6988	187,3299	-0,1595	-2145,7074	-235852,1421	202798,8738	0	0	0	0	28,49286
EQSY	LinStatic		-207,9804	-7188,2456	-0,1244	201775,092	6665,9798	-181569,4759	0	0	0	0	27,72003
EQDX	LinRespSpec	Max	8207,0133	411,923	0,2393	16309,6606	220594,8573	258240,3895	0	0	0	0	0
EQDY	LinRespSpec	Max	608,8604	7528,4693	0,1253	190095,7068	20506,0246	203934,6094	0	0	0	0	0
Base Shear			Dinamik (Vo)	Statis (Vs)	Faktor skala		kontrol						
			Geser Dasar (kN)	Geser Dasar (kN)	V_s / V_o		$(V_o) \geq 100\% V_s$						
arah x			8207,01	8197,70	0,998865		OK						
arah y			7528,47	7188,25	0,9548083832		OK						

Jika tidak terpenuhi maka perlu dikalikan faktor skala (load case)

Gambar 4. 8 Analisis perbandingan geser

4.4.1.3 Kontrol Gaya Geser pada Beban Gempa

Dari SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Pasal 7.8.1 terkait geser dasar seismik dan perhitungan koefisien respon seismik pada pasal 7.8.1.1, dapat diperhitungkan kontrol gaya geser dinamis untuk mengontrol respon spektrum yang digunakan sudah sesuai dengan persyaratan.

1. Kontrol nilai C_s Minimum :

$$C_{s \text{ Min}} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ Min}} = 0,044 (0,6637) (1) \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ Min}} = 0,0292 \geq 0,01 \rightarrow \text{Memenuhi}$$

2. Menghitung nilai C_s :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{1}\right)}$$

$$= \frac{0,6637}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0829$$

3. Menghitung nilai $C_{s \text{ Maksimum}}$:

$$C_{s \text{ Max}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$= 0,0466 \times 41,75^{0,9} = 1,3396$$

$$C_{s \text{ Max}} = \frac{0,6297}{1,3396\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0587$$

4. Menghitung gaya geser seismik (V) :

$$V = C_s W$$

$$= 0,0829 \times 29928,48$$

$$= 2481,071 \text{ KN}$$

5. Menghitung gaya geser seismik (V) :

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
EQDX	LinRespSpec	Max	9178,7041	333,3372
EQDY	LinRespSpec	Max	524,6837	7732,8177

Gambar 4. 9 Hasil gaya geser dari *ETABS*

Untuk kontrol gaya geser seismic nilai V_{dasar} harus lebih besar dari 0,85 V, maka :

$$V_{dasar} > 0,85 V$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk arah -x} & : 9178,7041 \text{ KN} > 0,85 (2481,071) \\ & : 9178,7041 \text{ KN} > 2108,9103 \text{ KN} \rightarrow \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk arah -y} & : 7732,8177 \text{ KN} > 0,85 (2481,071) \\ & : 7732,8177 \text{ KN} > 2108,9103 \text{ KN} \rightarrow \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

4.4.1.4 Analisis Simpangan Antar Lantai

Dari SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Pasal 7.12.1 Simpangan antar lantai (Δ) tidak boleh lebih besar dari simpangan izin (Δ_a) yang didapat

yaitu dengan syarat izin $0,025 h_{sx}$, dimana h_{sx} adalah jarak dari titik x dibawah lantai atau ketinggian setiap lantai.

TABLE: Joint Displacements									
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
LANTAI ATAP	EQDX	LinRespSpec	Max	41,134	12,98	0,344	0,000281	0,000921	0,000429
LANTAI ATAP	EQDY	LinRespSpec	Max	16,337	46,754	0,369	0,000646	0,000186	0,000517
10A	EQDX	LinRespSpec	Max	36,26	11,547	0,333	0,000236	0,000606	0,000387
10A	EQDY	LinRespSpec	Max	15,544	42,938	0,364	0,000735	0,000199	0,000489
9A	EQDX	LinRespSpec	Max	33,862	10,822	0,319	0,000273	0,000706	0,000366
9A	EQDY	LinRespSpec	Max	14,636	40,131	0,354	0,000895	0,000334	0,000456
8A	EQDX	LinRespSpec	Max	30,89	9,984	0,298	0,0003	0,000869	0,000343
8A	EQDY	LinRespSpec	Max	13,298	36,516	0,334	0,001087	0,000441	0,000408
7A	EQDX	LinRespSpec	Max	27,129	8,854	0,266	0,000329	0,001058	0,000309
7A	EQDY	LinRespSpec	Max	11,639	32,15	0,303	0,001227	0,000534	0,000353
6A	EQDX	LinRespSpec	Max	22,775	7,444	0,235	0,000411	0,001261	0,000262
6A	EQDY	LinRespSpec	Max	9,803	27,188	0,268	0,001445	0,000524	0,000296
5A	EQDX	LinRespSpec	Max	18,088	5,919	0,208	0,000432	0,001339	0,00021
5A	EQDY	LinRespSpec	Max	7,878	21,873	0,238	0,001538	0,000578	0,000237
4A	EQDX	LinRespSpec	Max	13,126	4,306	0,173	0,000449	0,00139	0,000155
4A	EQDY	LinRespSpec	Max	5,794	16,171	0,199	0,001618	0,00061	0,000174
3A	EQDX	LinRespSpec	Max	8,076	2,662	0,131	0,00044	0,001361	9,70E-05

Cd =	5,5	(tabel 12 SNI 1726 : 2019)							
I =	1	(tabel 4 SNI 1726 : 2019)							
Simpangan Lantai Arah x (Δx)									
Lantai	Hsx (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	Δa (ijin) (mm)	kontrol $\Delta x < \Delta a$				
ATAP	5250	41,1340	26,8070	131	OK				
10	3500	36,2600	13,1890	88	OK				
9	3500	33,8620	16,3480	88	OK				
8	3500	30,8900	20,6855	88	OK				
7	3500	27,1290	23,9470	88	OK				
6	3500	22,7750	25,7785	88	OK				
5	3500	18,0880	27,2910	88	OK				
4	3500	13,1260	27,7750	88	OK				
3	2500	8,0760	24,9865	63	OK				
LT.2	2500	3,5330	19,4315	63	OK				
Dasar	0,0000	0	0	0					

$$\Delta a = \frac{(\delta_2 - \delta_1) \times C_d}{I} < \Delta a \rightarrow \Delta a = 0,025 h_x$$

Keterangan :

Δx = simpangan antar lantai

δ = defleksi yang terjadi

I = faktor kekakuan gempa

h_x = tinggi tingkat di bawah tingkat x

C_d = Faktor pembesaran defleksi

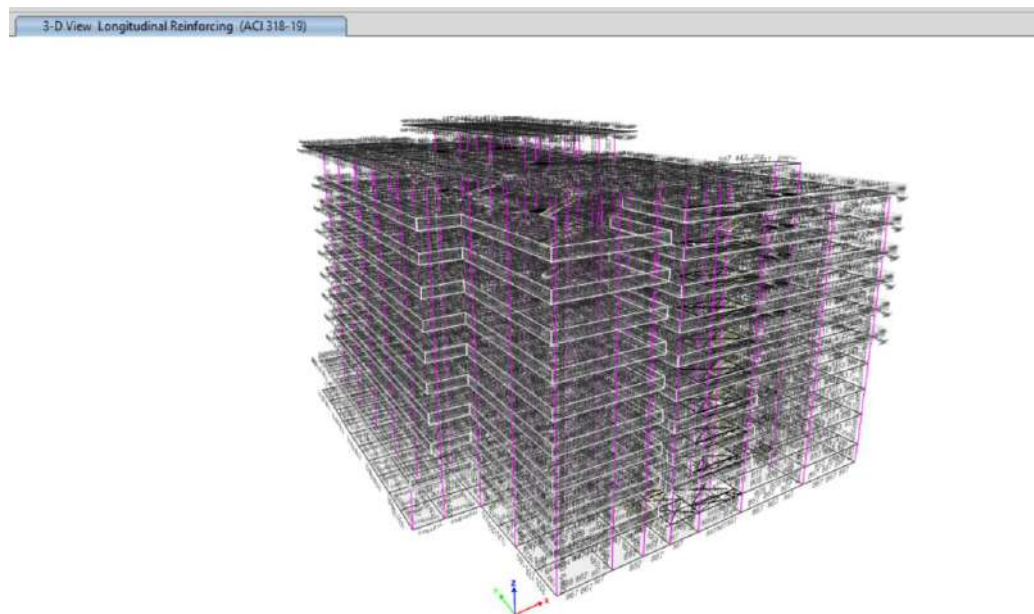
Simpangan Lantai Arah y (Δy)					
Lantai	Hsx (mm)	dy (mm)	Δy (mm)	Δa (ijin) (mm)	kontrol $\Delta y < \Delta a$
ATAP	5250	46,7540	20,9880	131	OK
10	3500	42,9380	15,4385	88	OK
9	3500	40,1310	19,8825	88	OK
8	3500	36,5160	24,0130	88	OK
7	3500	32,1500	27,2910	88	OK
6	3500	27,1880	29,2325	88	OK
5	3500	21,8730	31,3610	88	OK
4	3500	16,1710	32,5270	88	OK
3	2500	10,2570	30,9265	63	OK
LT.2	2500	4,6340	25,4870	63	OK
Dasar	0	0	0	0	

Gambar 4. 10 Analisis simpangan antar lantai

4.4.2 Analisis Rasio Keamanan Struktur

Analisis rasio batang dilakukan untuk pengecekan apakah struktur sudah aman dari beban-beban yang diberikan terhadap beban aksial, *shear*, maupun momen dan torsi. Dalam aplikasi *ETABS*, nilai rasio diperoleh dari perbandingan antara kapasitas desain elemen (*capacity*) dengan tuntutan beban yang terjadi (*demand*). Rasio $\leq 1,00$ menunjukkan bahwa elemen tersebut memenuhi syarat desain sesuai kode yang digunakan.

Saat menjalankan perintah *Verify All Members*, status “*Passed*” menandakan bahwa seluruh rasio kontrol baik rasio beban aksial, rasio shear, rasio momen, maupun rasio torsi pada setiap elemen telah berada di bawah atau sama dengan batas maksimum yang diizinkan oleh standar desain. Sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, jumlah ragam yang digunakan dalam analisis spektrum respons ragam harus cukup banyak sehingga massa ragam terkombinasi mencapai 100% dari massa aktual struktur, dengan pengecualian bahwa massa ragam terkombinasi yang digunakan boleh tidak kurang dari 90% dari massa aktual untuk masing-masing arah horizontal ortogonal yang dianalisis. Apabila hasil analisis menunjukkan bahwa syarat partisipasi massa ini telah terpenuhi pada kedua arah utama struktur, dengan demikian, struktur dapat dinyatakan aman berdasarkan hasil analisis dan desain.



Gambar 4. 11 Analisis Ratio

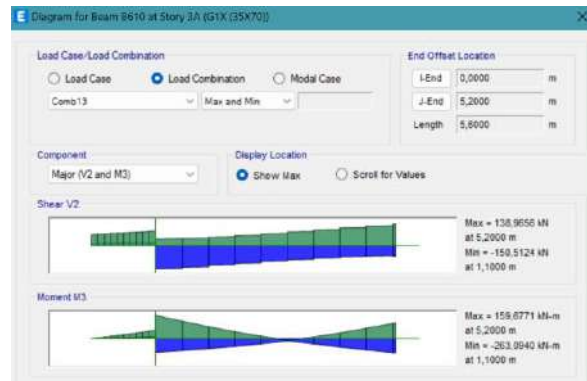
4.6 Perhitungan Penulangan Struktur

Perhitungan penulangan balok didapatkan dari *output* perhitungan analisis struktur dari *software ETABS* yang menghasilkan gaya-gaya dalam seperti momen dan As tulangan *longitudinal* dan *shear* untuk mendesain tulangan.

4.5.1 Perhitungan Penulangan Balok Struktur

Berikut merupakan penjelasan perhitungan tulangan balok dengan metode SRPMK pada Gedung Parkir Jatibaru

4.5.1.1 Perhitungan Penulangan Balok Induk (G1)



Gambar 4. 12 Hasil analisis gaya pada balok induk

a. Data Balok Lantai

Kuat tekan beton (f'_c)	= 35 MPa
Tegangan leleh baja tulangan leleh dan lentur (f_y)	= 420 MPa
Lebar balok	= 350 mm
Tinggi balok	= 700 mm
Diameter tulangan utama (d_b)	= 22 mm
Diameter sengkang (d_s)	= 13 mm
Tebal selimut beton (t_s)	= 40 mm
Momen rencana positif (M_u^+)	= 110,391 kN
Momen rencana negatif (M_u^-)	= 263,094 kN

b. Perhitungan Tulangan

$$\text{Untuk } f'_c > 30 \text{ MPa } (\beta_1) = 0,85 - 0,05 * (f'_c - 30) / 7$$

$$= 0,814285714$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton } \beta_1 = 0,814285714$$

c. Rasio tulangan kondisi *balance*

$$P_b = \beta_1 \times 0.85 \times f'_c / f_y \times 600 / (600 + f_y)$$

$$= 0,0814285714 \times 0,85 \times \frac{35}{420} \times \frac{600}{420+600}$$

$$= 0,034$$

d. Faktor tahanan momen maksimum

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c}\right) \\ &= 0,75 \times 0,034 \times 420 \times \left(1 - 0,5 \times 0,75 \times 0,034 \times \frac{420}{0,85 \times 35}\right) \\ &= 8,768 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \Phi = 0,85$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (ds)

$$\begin{aligned} ds &= t_s + \varnothing + D/2 \\ &= 40 + 22 + 22/2 \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

e. Perhitungan tulangan tumpuan

$$\begin{aligned} \text{Momen negatif nominal rencana } (M_n) &= \frac{Mu^-}{\Phi} \\ &= \frac{263,094}{0,85} = 309,522 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak pusat tulangan ke sisi beton (ds)} = 64 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - ds \\ &= 700 - 64 = 636 \text{ mm} \end{aligned}$$

f. Faktor tahanan momen

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times \frac{10^6}{bd^2} \\ R_n &= 309,522 \times \frac{10^6}{350 \times 636^2} = 2,186 \\ \text{Syarat } R_n &\leq R_{\max} = 2,186 > 8,768 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

g. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \times \frac{f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{R_n}{0,85 \times f_c}}\right) \\ &= 0,85 \times \frac{35}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{2,186}{0,85 \times 35}}\right) \\ &= 0,0054 \\ \rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} = 0,0035 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0034 = 0,00254 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio tulangan yang digunakan } \rho &= 0,0054 \\
 \text{Luas tulangan yang diperlukan } A_s &= \rho \times b \times d \\
 \text{Jumlah tulangan yang diperlukan } (n) &= \frac{A_s}{\pi \times d^2} \\
 &= \frac{1205}{\pi \times 22^2} = 3,169 \\
 \text{Digunakan tulangan 4 D22} \\
 \text{Luas tulangan terpakai} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times n \\
 &= 1521 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

h. Pengecekan atau analisis balok

Tinggi blok tegangan tekanan beton ekivalen

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times \frac{f_y}{(0,85 \times f_c \times b)} \\
 &= 1521 \times \frac{420}{(0,85 \times 35 \times 350)} = 61,332 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Momen nominal,

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\
 &= 1521 \times 420 \times \left(636 - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\
 &= 386,580 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen balok } &= \Phi \times M_n \\
 &= 0,85 \times 386,580 \text{ kNm} \\
 &= 328,593 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Syarat $\Phi M_n \geq M_u^-$

$$328,593 \text{ kNm} \geq 263,094 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

i. Cek rasio tulangan Terpasang

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio tulangan} &= \frac{A_s \text{ Terpasang}}{b \text{ balok} \times h \text{ balok}} < 0,025 \\
 \text{Rasio tulangan} &= \frac{1521}{300 \times 750} < 0,025 \\
 \text{Rasio tulangan} &= 0,00676 < 0,025 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

j. Perhitungan tulangan lapangan

$$\begin{aligned}
 \text{Momen positif nominal rencana } (M_n) &= \frac{Mu^+}{\phi} \\
 &= \frac{110,391}{0,85} = 129,872 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jarak pusat tulangan ke sisi beton (ds) = 64 mm

Tinggi efektif balok (d) = h – ds

$$= 700 - 64 = 636 \text{ mm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{bd^2}$$

$$R_n = 129,872 \times \frac{10^6}{350 \times 636^2} = 0,9173$$

$$\text{Syarat } R_n \leq R_{\max} = 0,9173 \leq 8,768 \quad (\text{OK})$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \times \frac{f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{R_n}{0,85 \times f_c}}\right) \\ &= 0,85 \times \frac{35}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,9173}{0,85 \times 35}}\right) \\ &= 0,0022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} = 0,0035 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,034 = 0,0254$$

Rasio tulangan yang digunakan $\rho = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan $A_s = \rho \times b \times d$

$$= 0,0035 \times 350 \times 636 = 784 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang diperlukan (n)} &= \frac{A}{\pi \times d^2} \\ &= \frac{784}{\pi \times 22^2} = 2,062 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 4 D22

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan terpakai} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times n \\ &= 1521 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

k. Pengecekan atau analisis balok

Tinggi blok tegangan tekanan beton ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= A_s \times \frac{f_y}{(0,85 \times f_c \times b)} \\ &= 1521 \times \frac{420}{(0,85 \times 35 \times 350)} = 61,332 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal,

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\
 &= 1521 \times 420 \times \left(636 - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\
 &= 386,580 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen balok} &= \Phi \times M_n \\
 &= 0,85 \times 386,580 \text{ kNm} \\
 &= 328,593 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } \Phi M_n \geq M_u$$

$$328,593 \text{ kNm} \geq 110,391 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

l. Cek rasio tulangan Terpasang

$$\text{Rasio tulangan} = \frac{A_s \text{ Terpasang}}{b \text{ balok} \times h \text{ balok}} < 0,025$$

$$\text{Rasio tulangan} = \frac{1521}{300 \times 750} < 0,025$$

$$\text{Rasio tulangan} = 0,00676 < 0,025 \quad (\text{OK})$$

m. Perhitungan tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit rencana } (V_u) = 196,852 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,75$$

$$\text{Tegangan leleh tulangan geser} = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat geser beton } (V_c) &= \frac{\sqrt{f_c}}{6 \times b \times d \times 10^{-3}} \\
 &= \frac{\sqrt{35}}{6 \times 300 \times 550 \times 10^{-3}} = 143,317 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan geser beton} &= \Phi \times V_c \\
 &= 0,75 \times 143,317 = 107,488 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perlu tulangan geser

$$\text{Kuat geser sengkang} = 119,152 \text{ kN}$$

$$\text{Digunakan sengkang diameter} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan geser perlu } (A_v) &= \frac{V_s \times S}{f_y \times d} \\
 &= \frac{119,152 \times 1000}{420 \times 485} = 0,586 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{As Perlu} = 0,586 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak sengkang maksimum} = d/2 = 485/2 = 242,5 \text{ mm}$$

$$\text{Diambil jarak sengkang} = D13 - 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pakai geser (A}_v\text{)} &= 2 \times 0,25 \times \pi^2 \times \Theta^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi^2 \times 13^2 \\ &= 265 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} = \frac{265}{100} = 2,65 \text{ mm}$$

Syarat sengkang $A_s \text{ Pakai} > A_s \text{ Perlu}$

$$2,65 \text{ mm} > 0,563 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

n. Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

Tabel 4. 13 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

Tipe	Dimensi	Daerah	Letak Tulangan	As Perlu (ETABS) mm ²	As Hitung mm ²	As Min mm ²	As Pakai mm ²	Ø Senggang (mm)	Ø Tul. Utama (mm)	As Terpasang	Syarat AS Pasang ≥ As Perlu	Tulangan Pasang
G1 X	350 x 700	Tump.	Atas	1091	1205	742	1204,8	13	22	1520,531	OK	4D22
			Bawah	811	380	742	811,0	13	22	1140,398	OK	3D22
		Lap.	Atas	811	380	742	811,0	13	22	1140,398	OK	3D22
			Bawah	811	784	742	811,0	13	22	1520,531	OK	4D22
G1 K	350 x 700	Tump.	Atas	2810	3366	718	3365,9	13	22	3421,194	OK	9D22
			Bawah	1339	855	718	1339	13	22	1520,531	OK	4D22
		Lap.	Atas	1657	475	718	1657	13	22	1900,664	OK	5D22
			Bawah	811	782	718	811	13	22	1900,664	OK	5D22
G1 Y	400 x 700	Tump.	Atas	3472	4169	820,3	4169,4	13	25	4417,865	OK	9D25
			Bawah	926	1104	820,3	1104,5	13	25	1472,622	OK	3D25
		Lap.	Atas	2029	614	820,3	2029,0	13	25	2454,369	OK	5D25
			Bawah	1722	1630	820,3	1722,0	13	25	2452,369	OK	5D25
G6	350 x 900	Tump.	Atas	1532	1786	975,3	1786,4	13	22	1900,664	OK	5D22
			Bawah	1056	475	975,3	1056,0	13	22	1140,398	OK	3D22
		Lap.	Atas	1056	475	975,3	1056,0	13	22	1140,398	OK	3D22
			Bawah	1056	1030	975,3	1056,0	13	22	1900,664	OK	5D22
G7	350 x 850	Tump.	Atas	1695	1983	954,3	2280,80	13	22	2280,796	OK	6D22
			Bawah	570	570	954,3	1140,40	13	22	1140,398	OK	3D22
		Lap.	Atas	570	570	954,3	1140,40	13	22	1140,398	OK	3D22
			Bawah	969	969	954,3	2280,80	13	22	2280,796	OK	6D22
G8	500 x 960	Tump.	Atas	1614	1862	1493,3	1861,5	13	22	1900,664	OK	5D22
			Bawah	1614	475	1493,3	1614,0	13	22	1900,664	OK	5D22
		Lap.	Atas	1614	475	1493,3	1614,0	13	22	1900,664	OK	5D22
			Bawah	1614	1578	1493,3	1614,0	13	22	1900,664	OK	5D22
TB1	350 x 600	Tump.	Atas	1171	1488	627,1	1488	13	19	1701,172	OK	6D19
			Bawah	644	425	627,1	644	13	19	850,586	OK	3D19

		Lap.	Atas	644	213	627,1	644	13	19	850,586	OK	3D19
			Bawah	644	662	627,1	662	13	19	850,586	OK	3D19
TB2	400 x 700	Tump.	Atas	1976	2030	846,0	2030	13	25	2454,369	OK	5D25
			Bawah	948	614	846,0	948	13	25	1472,622	OK	3D25
		Lap.	Atas	946	491	846,0	946	13	25	1472,622	OK	3D25
			Bawah	1519	1089	846,0	1519	13	25	1963,495	OK	4D25
RMBP 1	400 x 700	Tump	Atas	3984	1038	802,667	3984,0	13	29	4623,639	OK	7D29
			Bawah	3537	1156	802,667	3537,0	13	29	3963,119	OK	6D29
		Lap.	Atas	3538	1156	802,667	3538,0	13	29	3963,119	OK	6D29
			Bawah	3347	891	802,667	3347,0	13	29	4623,639	OK	7D29
RMBP 2	350 x 550	Tump	Atas	1812	597	565,25	1812,0	13	25	1963,495	OK	4D25
			Bawah	1718	491	565,25	1718,0	13	25	1963,495	OK	4D25
		Lap.	Atas	1783	491	565,25	1783,0	13	25	1963,495	OK	4D25
			Bawah	1734	597	565,25	1734,0	13	25	1963,495	OK	4D25
RMBP 3	250 x 400	Tump.	Atas	635	627	281,25	635,0	13	19	850,586	OK	3D19
			Bawah	463	213	281,25	463,0	13	19	850,586	OK	3D19
		Lap.	Atas	316	213	281,25	316,0	13	19	850,586	OK	3D19
			Bawah	316	350	281,25	350,4	13	19	850,586	OK	3D19
RMBP 4	425 x 850	Tump.	Atas	2439	2780	1064,898	2779,9	13	29	4623,639	OK	7D29
			Bawah	1360	1156	1064,898	1360,0	13	29	1981,560	OK	3D29
		Lap.	Atas	1208	661	1064,898	1208,0	13	29	1981,560	OK	3D29
			Bawah	1335	1171	1064,898	1335,0	13	29	2642,079	OK	4D29
TB1 K	350 x 600	Tump.	Atas	1960	2316	594,0002	2315,6	13	22	2660,929	OK	7D22
			Bawah	936	665	594,0002	936,0	13	22	1140,398	OK	3D22
		Lap.	Atas	1109	285	594,0002	1109,0	13	22	1520,531	OK	4D22
			Bawah	644	661	594,0002	660,6	13	22	1140,398	OK	3D22

Tabel 4. 14 Daftar Cek Syarat Momen Balok

Tipe	Dimensi	Daerah	Letak Tulangan	As Terpasang	d efektif (mm)	Gaya Momen Mu (SAP) (kNm)	Gaya Momen Perlu Mn (kNm)	Gaya Momen Nominal Θ Mn (kNm)	Kontrol regangan (a)	Syarat Momen Lentur (SNI 2847:2019)
G1 X	350 x 700	Tump.	Atas	1520,531	636	263,094	328,87	328,593	61	OK
			Bawah	1140,398						
		Lap.	Atas	1140,398						
			Bawah	1520,531		110,391	137,99	328,593	61	
G1 X K	350 x 700	Tump.	Atas	3421,194	615	640,809	801,01	667,112	138	OK
			Bawah	1520,531						
		Lap.	Atas	1900,664						
			Bawah	1900,664		0	0	391,426	77	
G1 Y	400 x 700	Tump.	Atas	4417,865	615	785,8126	982,27	847,320	156	OK
			Bawah	1472,622						
		Lap.	Atas	2454,369						
			Bawah	2452,369		331,757	414,70	501,094	87	
G6	350 x 900	Tump.	Atas	1900,664	836	480,1559	600,19	541,247	77	OK
			Bawah	1140,398						
		Lap.	Atas	1140,398						
			Bawah	1900,664		204,919	256,14	541,247	77	
G7	350 x 850	Tump.	Atas	2280,796	818	497,1542	621,44	628,584	92	OK
			Bawah	1140,398						
		Lap.	Atas	1140,398						
			Bawah	2280,796		185,942	232,43	692,108	92	
G8	500 x 960	Tump.	Atas	1900,664	896	543,9921	679,99	589,762	54	OK
			Bawah	1900,664						
		Lap.	Atas	1900,664						
			Bawah	1900,664		257,458	321,82	589,762	54	

TB1	350 x 600	Tump.	Atas	1701,172	537,5	253,7371	317,17	305,597	69	OK
			Bawah	850,586						
		Lap.	Atas	850,586						
			Bawah	850,586		112,9518	141,19	158,008	34	
TB2	400 x 700	Tump.	Atas	2454,369	634,5	408,4229	510,53	518,004	87	OK
			Bawah	1472,622						
		Lap.	Atas	1472,622						
			Bawah	1963,495		225,193	281,49	420,476	69	
RMBP 1	400 x 700	Tump	Atas	4623,639	602	214,2708	267,84	859,003	163	OK
			Bawah	3963,119						
		Lap.	Atas	3963,119						
			Bawah	4623,639		86,492	108,12	859,003	163	
RMBP 2	350 x 550	Tump	Atas	1963,495	484,5	73,7993	92,249	311,861	79	OK
			Bawah	1963,495						
		Lap.	Atas	1963,495						
			Bawah	1963,495		31,703	39,629	311,861	79	
RMBP 3	250 x 400	Tump.	Atas	850,586	337,5	67,4103	84,263	95,1922	48	OK
			Bawah	850,586						
		Lap.	Atas	850,586						
			Bawah	850,586		38,573	48,216	95,1922	48	
RMBP 4	425 x 850	Tump.	Atas	4623,639	752	687,7586	859,70	713,652	154	OK
			Bawah	1981,560						
		Lap.	Atas	1981,560						
			Bawah	2642,079		294,465	368,08	438,844	88	
TB1 K	350 x 600	Tump.	Atas	2660,929	509	380,6963	475,87	432,681	107	OK
			Bawah	1140,398						
		Lap.	Atas	1520,531						
			Bawah	1140,398		0	0	197,920	46	

Tabel 4. 15 Daftar Tulangan Geser Balok Induk

Tipe	Dimensi	Daerah	Gaya geser (N) Vu	Vs	Kontrol Nilai Vs	Av/S Perlu mm ²	Ø mm	Jumlah Kaki	Luas mm ²	S Pakai	AV	Kap. Geser Balok	Cek Syarat	Cek Spasi	Dipasang
G1 X	350 x 700	Tump.	150512	200683	OK	1,3635	13	2	265,4	100	7513	20068320	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				1,02798	13	2	265,4	150	16904	30102480	OK	S Max	2D13-150
G1 X K	350 x 700	Tump.	230466	307288	OK	4,26	13	2	265,4	100	17839	46093220	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				4,062	13	2	265,4	150	26759	46093220	OK	S Max	2D13-150
G1 Y	400 x 700	Tump.	256	341,78 9	OK	2,48285	13	3	398,2	100	13	34179	OK	S Max	3D13-100
		Lap.				2,26728	13	3	398,2	150	30	51268	OK	S Max	3D13-150
G6	350 x 900	Tump.	226279	301705	OK	0,73355	13	2	265,4	100	12889	45255780	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				0,3070 2	13	2	265,4	150	19333	45255780	OK	S Max	2D13-150
G7	350 x 850	Tump.	138662	184883	OK	0,75954	13	2	265,4	100	8072	27732420	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				0,31171	13	2	265,4	150	12108	27732420	OK	S Max	2D13-150
G8	500 x 960	Tump.	247271	329694	OK	0,87698	13	2	265,4	100	13142	49454100	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				0,81734	13	2	265,4	150	19712	49454100	OK	S Max	2D13-150
TB1	350 x 600	Tump.	99716	132954	OK	1,98748	13	2	265,4	100	8834	19943120	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				1,91005	13	2	265,4	150	13251	19943120	OK	S Max	2D13-150

TB2	400 x 700	Tump.	121569	162092	OK	0,86455	13	2	265,4	100	9124	24313860	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				0,49248	13	2	265,4	150	13686	24313860	OK	S Max	2D13-150
RMBP 1	400 x 700	Tump	8998	11996, 7	OK	16,25297	13	2	265,4	100	712	1799500	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				0,5242	13	2	265,4	150	1068	1799500	OK	S Max	2D13-150
RMBP 2	350 x 550	Tump	25306	33741, 6	OK	0,69329	13	2	265,4	100	2487	5061240	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				0,46054	13	2	265,4	150	3731	5061240	OK	S Max	2D13-150
RMBP 3	250 x 400	Tump.	22386	29848, 4	OK	1,52147	13	2	265,4	100	3159	4477260	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				1,45089	13	2	265,4	150	4738	4477260	OK	S Max	2D13-150
RMBP 4	425 x 850	Tump.	239631	319508	OK	2,06975	13	3	398,2 0	100	1518	47926200	OK	S Max	2D13-100
		Lap.				0,59922	13	3	398,2	150	2277	47926200	OK	S Max	2D13-150
TB1 K	350 x 600	Tump.	149854	199805	OK	2,85864	13	3	398,2	100	1401	29970720	OK	S Max	3D13-100
		Lap.				2,7218	13	3	398,2	150	2102	29970720	OK	S Max	3D13-150

4.5.1.2 Perhitungan Penulangan Balok Anak B2



Gambar 4. 13 Gaya Balok B2

a. Data Balok Lantai

Kuat tekan beton (f'_c)	= 35 MPa
Tegangan leleh baja tulangan leleh dan lentur (f_y)	= 420 MPa
Lebar balok	= 300 mm
Tinggi balok	= 550 mm
Diameter tulangan utama (d_b)	= 25 mm
Diameter sengkang (d_s)	= 13 mm
Tebal selimut beton (t_s)	= 40 mm
Momen rencana positif (M_u^+)	= 145,472 kN
Momen rencana negatif (M_u^-)	= 384,019 Kn

b. Perhitungan Tulangan

$$\text{Untuk } f'_c > 30 \text{ MPa } (\beta_1) = 0.85 - 0.05 * (f'_c - 30) / 7$$

$$= 0,814285714$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton } \beta_1 = 0,814285714$$

c. Rasio tulangan kondisi *balance*

$$P_b = \beta_1 \times 0.85 \times f'_c / f_y \times 600 / (600 + f_y)$$

$$= 0,0814285714 \times 0,85 \times \frac{35}{420} \times \frac{600}{420+600}$$

$$= 0,034$$

d. Faktor tahanan momen maksimum

$$R_{\max} = 0,75 \times p_b \times f_y \times (1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times p_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f'_c})$$

$$= 0,75 \times 0,034 \times 420 \times (1 - 0,5 \times 0,75 \times 0,034 \times \frac{420}{0,85 \times 35})$$

$$= 8,768$$

Faktor reduksi kekuatan lentur Φ = 0,85

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (ds)

$$ds = t_s + \varnothing + D/2 = 40 + 25 + 25/11$$

$$= 66 \text{ mm}$$

e. Perhitungan tulangan tumpuan

Momen negatif nominal rencana (M_n) = $\frac{Mu^-}{\varnothing}$

$$= \frac{384,019}{0,85} = 480,024 \text{ kNm}$$

Jarak pusat tulangan ke sisi beton (ds) = 66 mm

Tinggi efektif balok (d) = h - ds

$$= 550 - 66 = 485 \text{ mm}$$

f. Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n \times \frac{10^6}{bd^2}$$

$$R_n = 480,024 \times \frac{10^6}{350 \times 485^2} = 6,816$$

Syarat $R_n \leq R_{\max} = 6,816 > 8,768$ (OK)

g. Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \times \frac{f_c}{f_y} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{R_n}{0,85 \times f_c}})$$

$$= 0,85 \times \frac{35}{420} \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{6,816}{0,85 \times 35}})$$

$$= 0,0187$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0034 = 0,00254$$

Rasio tulangan yang digunakan ρ = 0,0187

Luas tulangan yang diperlukan A_s = $\rho \times b \times d$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang diperlukan} \quad (n) &= \frac{A_s}{\pi \times d^2} \\ &= \frac{2718}{\pi \times 25^2} = 5,536 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 4 D25

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan terpakai} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times n \\ &= 1963 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

h. Pengecekan atau analisis balok

Tinggi blok tegangan tekanan beton ekuivalen

$$\begin{aligned} a &= A_s \times \frac{f_y}{(0,85 \times f_c \times b)} \\ &= 1963 \times \frac{420}{(0,85 \times 35 \times 350)} = 92,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal,

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\ &= 1963 \times 420 \times \left(485 - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\ &= 361,452 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan momen balok} &= \Phi \times M_n \\ &= 0,85 \times 361,452 \text{ kNm} \\ &= 289,162 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat $\Phi M_n \geq M_u$

$$361,452 \text{ kNm} \geq 289,162 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

i. Cek rasio tulangan Terpasang

$$\text{Rasio tulangan} = \frac{A_s \text{ Terpasang}}{b \text{ balok} \times h \text{ balok}} < 0,025$$

$$\text{Rasio tulangan} = \frac{1963}{300 \times 550} < 0,025$$

$$\text{Rasio tulangan} = 0,0118 < 0,025 \quad (\text{OK})$$

j. Perhitungan tulangan lapangan

$$\begin{aligned} \text{Momen positif nominal rencana (M}_n) &= \frac{Mu^+}{\phi} \\ &= \frac{145,472}{0,85} = 181,84 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak pusat tulangan ke sisi beton} \quad (ds) = 66 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Tinggi efektif balok (d)} &= h - d_s \\ &= 550 - 66 = 485 \text{ mm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times \frac{10^6}{bd^2} \\ R_n &= 181,84 \times \frac{10^6}{350 \times 485^2} = 2,582\end{aligned}$$

$$\text{Syarat } R_n \leq R_{\max} = 2,582 \leq 8,768 \quad (\text{OK})$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{R_n}{0,85 \times f_c}}\right) \\ &= 0,85 \times \frac{35}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{2,582}{0,85 \times 35}}\right) \\ &= 0,0064\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{35}}{4 \times 420} = 0,0035\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,034 = 0,0254$$

Rasio tulangan yang digunakan $\rho = 0,0035$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan yang diperlukan } A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0064 \times 350 \times 485 = 936 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan yang diperlukan (n)} &= \frac{A}{\pi \times d^2} \\ &= \frac{936}{\pi \times 5} = 1,907\end{aligned}$$

Digunakan tulangan 4 D25

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan terpakai} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times n \\ &= 1963 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

k. Pengecekan atau analisis balok

Tinggi blok tegangan tekanan beton ekuivalen

$$\begin{aligned}a &= A_s \times \frac{f_y}{(0,85 \times f_c \times b)} \\ &= 1963 \times \frac{420}{(0,85 \times 35 \times 350)} = 92,4 \text{ mm}\end{aligned}$$

Momen nominal,

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\ &= 1963 \times 420 \times \left(485 - \frac{a}{2}\right) \times 10^6 \\ &= 361,452 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan momen balok} &= \Phi \times M_n \\ &= 0,85 \times 361,452 \text{ kNm} \\ &= 289,162 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat $\Phi M_n \geq M_u$

$$289,162 \text{ kNm} \geq 145,472 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

l. Cek rasio tulangan Terpasang

$$\text{Rasio tulangan} = \frac{A_s \text{ Terpasang}}{b \text{ balok} \times h \text{ balok}} < 0,025$$

$$\text{Rasio tulangan} = \frac{1963}{300 \times 550} < 0,025$$

$$\text{Rasio tulangan} = 0,0118 < 0,025 \quad (\text{OK})$$

m. Perhitungan tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit rencana } (V_u) = 196,852 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,75$$

$$\text{Tegangan leleh tulangan geser} = 420 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser beton } (V_c) &= \frac{\sqrt{f_c}}{6 \times b \times d \times 10^{-3}} \\ &= \frac{\sqrt{35}}{6 \times 300 \times 550 \times 10^{-3}} = 143,317 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tahanan geser beton} &= \Phi \times V_c \\ &= 0,75 \times 143,317 = 107,488 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perlu tulangan geser

$$\text{Kuat geser sengkang} = 119,152 \text{ kN}$$

$$\text{Digunakan sengkang diameter} = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser perlu } (A_v) &= \frac{V_s \times S}{f_y \times d} \\ &= \frac{119,152 \times 1000}{420 \times 485} = 0,586 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As Perlu} = 0,586 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak sengkang maksimum} = d/2 = 485/2 = 242,5 \text{ mm}$$

$$\text{Diambil jarak sengkang} = D13 - 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan pakai geser (A}_v\text{)} &= 2 \times 0,25 \times \pi^2 \times \Theta^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi^2 \times 13^2 \\ &= 265 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} = \frac{265}{100} = 2,65 \text{ mm}$$

Syarat sengkang $A_s \text{ Pakai} > A_s \text{ Perlu}$

$$2,65 \text{ mm} > 0,563 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

n. Rekapitulasi Tulangan Balok Anak

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Tulangan Balok Anak

Tipe	Dimensi	Daerah	Letak Tulangan	As Perlu (ETABS) mm ²	As Hitung mm ²	As Min mm ²	As Pakai mm ²	Ø Sengkang (mm)	Ø Tul. Utama (mm)	As Terpasang	Syarat AS Pasang ≥ As Perlu	Tulangan Pasang
B1	250 X 550	Tump.	Atas	764	440	407,5	764,0	10	22	1140,398	OK	3D:22
			Bawah	447	285	407,5	447,0	10	22	760,265	OK	2D:22
		Lap.	Atas	447	285	407,5	447,0	10	22	760,265	OK	2D:22
			Bawah	447	440	407,5	447,0	10	22	1140,398	OK	2D:22
B2	300 X 550	Tump.	Atas	1663	2016	457,5	2015,8	13	25	2454,369	OK	5D:25
			Bawah	797	614	457,5	797,0	13	25	981,748	OK	2D:25
		Lap.	Atas	537	368	457,5	537,0	13	25	981,748	OK	2D:25
			Bawah	669	797	457,5	797,3	13	25	1472,622	OK	3D:25
B3	350 X 450	Tump.	Atas	504	1106	453,8	1106,2	10	22	1520,531	OK	4D:22
			Bawah	921	380	453,8	921,0	10	22	1140,398	OK	3D:22
		Lap.	Atas	504	380	453,8	504,0	10	22	1140,398	OK	3D:22
			Bawah	921	479	453,8	921,0	10	22	1520,531	OK	4D:22
B4	350 X 700	Tump.	Atas	1104	1299	742	1299,4	13	22	1900,664	OK	5D:22
			Bawah	811	475	742	811,0	13	22	1140,398	OK	3D:22
		Lap.	Atas	811	285	742	811,0	13	22	1140,398	OK	3D:22
			Bawah	811	784	742	811,0	13	22	1140,398	OK	3D:22
BR1	350 X 450	Tump.	Atas	675	479	453,8	675	13	16	804,248	OK	4D:16
			Bawah	520	201	453,8	520	13	16	603,186	OK	3D:16
		Lap.	Atas	504	151	453,8	504	13	16	603,186	OK	3D:16
			Bawah	504	479	453,8	504	13	16	603,186	OK	3D:16

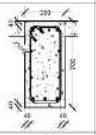
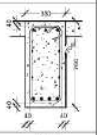
Tabel 4. 17 Daftar Cek Syarat Momen Balok Anak

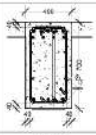
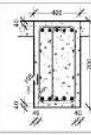
Tipe	Dimensi	Daerah	Letak Tulangan	As Terpasang	d efektif (mm)	Gaya Momen Mu (SAP) (kNm)	Gaya Momen Perlu Mn (kNm)	Gaya Momen Nominal ϕ Mn (kNm)	Kontrol regangan (a)	Syarat Momen Lentur (SNI 2847:2019)
B1	250 X 550	Tump.	Atas	1140,398	489	140,9926	176,2407	185,9736	64	OK
			Bawah	760,265						
		Lap.	Atas	760,265						
			Bawah	1140,398		70,447	88,05875	185,9736	64	
B2	300 X 550	Tump.	Atas	2454,369	458	296,0263	370,0329	350,265	115	OK
			Bawah	981,748						
		Lap.	Atas	981,748						
			Bawah	1472,622		124,761	155,9513	222,3032	69	
B3	350 X 450	Tump.	Atas	1520,531	389	136,2961	170,3701	194,5142	61	OK
			Bawah	1140,398						
		Lap.	Atas	1140,398						
			Bawah	1520,531		0	0	194,5142	61	
B4	350 X 700	Tump.	Atas	1900,664	636	266,2253	332,7816	319,4621	77	OK
			Bawah	1140,398						
		Lap.	Atas	1140,398						
			Bawah	1140,398		133,205	166,5062	197,9197	46	
BR1	350 X 450	Tump.	Atas	804,248	389	57,3156	71,6445	107,0312	32	OK
			Bawah	603,186						
		Lap.	Atas	603,186						
			Bawah	603,186		20,901	26,12625	81,14662	24	

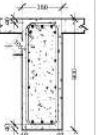
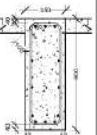
Tabel 4. 18 Daftar Tulangan Geser Balok Anak

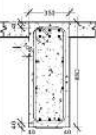
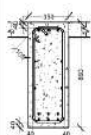
Tipe	Dimensi	Daerah	Gaya geser (N) Vu	Vs	Kontrol Nilai Vs	Av/S Perlu mm ²	Ø mm	Jumlah Kaki	Luas mm ²	Cek Spasi	AV	Kap. Geser Balok	Cek Syarat	S Pakai mm	Dipasang
B1	250 X 550	Tump.	97625	130167	OK	0,32896	10	2	157,08	S Max	9507	19525000	OK	100	2D10-100
		Lap.				0,32896	10	2	157,08	S Max	14260	19525000	OK	150	2D10-150
B2	300 X 550	Tump.	128107	170810	OK	0,94619	13	2	265,46	S Max	13334	25621460	OK	100	2D13-100
		Lap.				0,39475	13	2	265,46	S Max	20001	25621460	OK	150	2D13-150
B3	350 X 450	Tump.	64848	86464	OK	1,16311	10	2	157,08	S Max	7938	12969520	OK	100	2D10-100
		Lap.				0,95328	10	2	157,08	S Max	11907	12969520	OK	150	2D10-150
B4	350 X 700	Tump.	131960	175947	OK	0,82531	13	2	265,46	S Max	9880	26392000	OK	100	2D13-100
		Lap.				0,46054	13	2	265,46	S Max	14820	26392000	OK	150	2D13-150
BR1	350 X 450	Tump.	19569	26092	OK	0,6188	13	2	265,46	S Max	2396	3913840	OK	100	2D13-100
		Lap.				0,02623	13	2	265,46	S Max	3593	3913840	OK	150	2D13-150

Berikut merupakan potongan melintang tulangan balok:

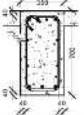
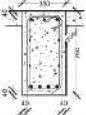
TYPE	G1 X (350 mm X 700 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	4 D22	3 D22
	TUL. TENGAH	4 D13	4 D13
	TUL. BAWAH	3 D22	4 D22
	SENGKANG	D13-100	D13-150

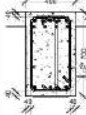
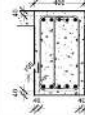
TYPE	G1 Y (400 mm X 700 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	5 D25	5 D25
	TUL. TENGAH	4 D13	4 D13
	TUL. BAWAH	3 D25	5 D25
	SENGKANG	3 D13-100	3 D13-150

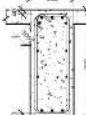
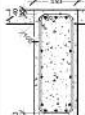
TYPE	G6 (350 mm X 900 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	5 D22	3 D22
	TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
	TUL. BAWAH	3 D22	5 D22
	SENGKANG	D13-100	D13-150

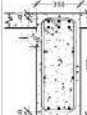
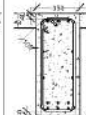
TYPE	G7 (350 mm X 850 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	6 D22	3 D22
	TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
	TUL. BAWAH	3 D22	6 D22
	SENGKANG	D13-100	D13-150

Gambar 4. 14 Potongan Melintang Balok

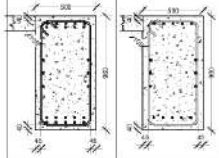
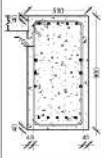
TYPE	G1 X (350 mm X 700 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	4 D22	3 D22
	TUL. TENGAH	4 D13	4 D13
	TUL. BAWAH	3 D22	4 D22
	SENGKANG	D13-100	D13-150

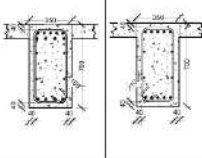
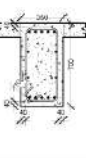
TYPE	G1 Y (400 mm X 700 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	9 D25	5 D25
	TUL. TENGAH	4 D13	4 D13
	TUL. BAWAH	3 D25	5 D25
	SENGKANG	3 D13-100	3 D13-150

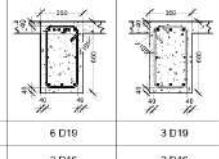
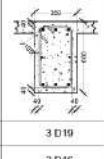
TYPE	G6 (350 mm X 900 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	5 D22	3 D22
	TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
	TUL. BAWAH	3 D22	5 D22
	SENGKANG	D13-100	D13-150

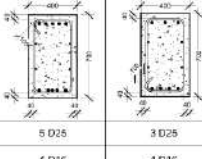
TYPE	G7 (350 mm X 850 mm)		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	
GAMBAR			
	TUL. ATAS	6 D22	3 D22
	TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
	TUL. BAWAH	3 D22	6 D22
	SENGKANG	D13-100	D13-150

Gambar 4. 15 Potongan Melintang Balok

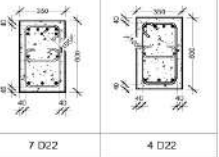
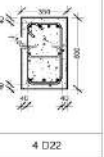
TYPE	G8 (500 mm X 900 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	5 D22	5 D22
TUL. TENGAH	6 D16	6 D16
TUL. BAWAH	5 D22	5 D22
SENGKANG	D13-100	D13-150

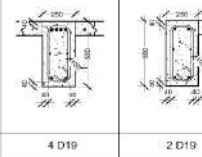
TYPE	G1 X Kantilever (350 mm X 700 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	9 D22	5 D22
TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
TUL. BAWAH	4 D22	5 D22
SENGKANG	D13-100	D13-150

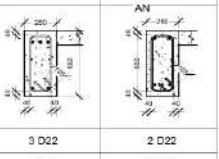
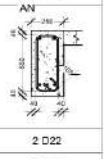
TYPE	TB 1 (350 mm X 600 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	6 D19	3 D19
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	3 D19	3 D19
SENGKANG	D13-100	D13-150

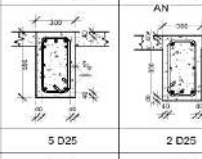
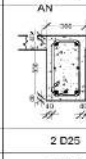
TYPE	TB 2 (400 mm X 700 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	5 D25	3 D25
TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
TUL. BAWAH	3 D25	4 D25
SENGKANG	D13-100	D13-150

Gambar 4. 16 Potongan Melintang Balok

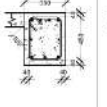
TYPE	TB 1 Kantilever (350 mm X 600 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	7 D22	4 D22
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	3 D22	3 D22
SENGKANG	3 D13-100	3 D13-150

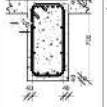
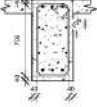
TYPE	B1 Kantilever (250 mm X 550 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	4 D19	2 D19
TUL. TENGAH	2 D13	2 D13
TUL. BAWAH	2 D19	2 D19
SENGKANG	D13-100	D13-150

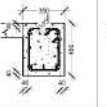
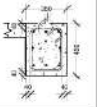
TYPE	B1 (250 mm X 550 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	3 D22	2 D22
TUL. TENGAH	2 D13	2 D13
TUL. BAWAH	2 D22	3 D22
SENGKANG	D10-100	D10-150

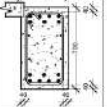
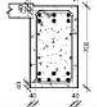
TYPE	B2 (300 mm X 550 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	5 D25	2 D25
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	2 D25	3 D25
SENGKANG	D13-100	D13-150

Gambar 4. 17 Potongan Melintang Balok

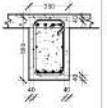
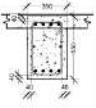
TYPE	B3 (350 mm X 450 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	4 D22	3 D22
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	3 D22	4 D22
SENGKANG	D10-100	D10-150

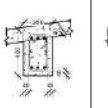
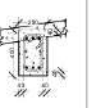
TYPE	B4 (350 mm X 700 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	5 D22	3 D22
TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
TUL. BAWAH	3 D22	3 D22
SENGKANG	D13-100	D13-150

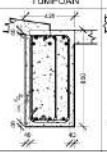
TYPE	BR (350 mm X 450 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	4 D16	3 D16
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	3 D16	3 D16
SENGKANG	D13-100	D13-150

TYPE	RMBP 1 (400 mm X 700 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	7 D29	6 D29
TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
TUL. BAWAH	6 D29	7 D29
SENGKANG	D13-100	D13-150

Gambar 4. 18 Potongan Melintang Balok

TYPE	RMBP 2 (350 mm X 550 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	4 D25	4 D25
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	4 D25	4 D25
SENGKANG	D13-100	D13-150

TYPE	RMBP 3 (400 mm X 250 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	3 D19	3 D19
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	3 D19	3 D19
SENGKANG	D13-100	D13-150

TYPE	RMBP 4 (425 mm X 550 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. ATAS	7 D29	3 D29
TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
TUL. BAWAH	3 D29	4 D29
SENGKANG	3 D13-100	3 D13-150

Gambar 4. 19 Potongan Melintang Balok

4.5.2 Perhitungan Penulangan Kolom Struktur

Berikut merupakan penjelasan perhitungan tulangan kolom dengan metode SRPMK pada lantai dasar hingga lantai atap.

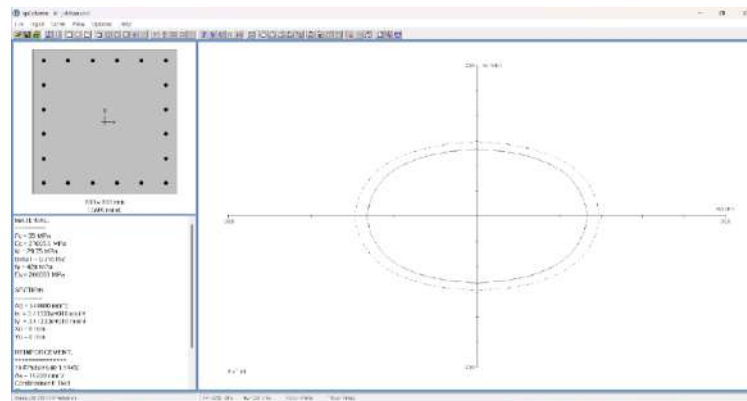
1. Data Perencanaan

Tipe Kolom	= K1
Tinggi, L	= 3500
Sisi pendek kolom, b	= 800
Sisi panjang kolom, h	= 800
Diameter tulangan lentur, d_b	= 25 mm
Diameter tulangan sengkang d_s	= 13 mm
Selimut bersih	= 40 mm
Kuat tekan beton, f_c'	= 35 MPa
Mutu beton tulangan	= BJTD 420 MPa
Tinggi balok tertumpu	= 700 mm
Tinggi bersih, L_n	= 2800 mm

2. Analisis Kolom

Penulangan *Longitudinal* Kolom

Dalam perencanaan tulangan utama kolom SRPMK, proses desain tulangan mengacu pada ketentuan SNI 2847-2019 pasal 18.7.4.1 terkait rasio tulangan minimum sebesar 0,01 (1%) dan rasio tulangan maksimum sebesar 0,06 (6%). Proses penentuan tulangan kolom menggunakan program bantuan *spColumn* guna mendapat hasil perhitungan yang sesuai persyaratan.



Gambar 4. 20 Analisis kekuatan kolom dengan spColumn

Dari hasil percobaan dengan *software spColumn* diperoleh susunan tulangan 20 D25 dengan ρ sebesar 1,594% atau 0,01594.

3. Cek Persyaratan Rasio Tulangan

Sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2019 pasal 18.7.4.1 luas tulangan tidak boleh $< 0,01 A_g$ atau lebih dari $0,06 A_g$. Sehingga perhitungan rasio tulangan K1 adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 0,01 A_g &= 0,01 \times 0,800 \times 0,800 &= 0,0064 \\
 0,6 A_g &= 0,06 \times 0,800 \times 0,800 &= 0,0384 \\
 0,0 A_g &= 0,01534 \times 0,800 \times 0,800 &= 0,012032 \\
 0,0064 &< 0,009817 > 0,0384 &(\text{OK})
 \end{aligned}$$

4. Pengecekan syarat *strong column weak beam*

a) Sesuai SNI 2847-2019 pasal 18.7.3.2 ketentuan kolom harus memenuhi $\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$

b) $\sum M_{nb}$ diambil pada momen-momen pada ujung balok G1X yang ditumpu oleh kolom K1

$$\sum M_{nb} = 1,2 (110,391 + 263,094) = 373,485 \text{ KNm}$$

c) Nilai $\sum M_{nc}$ didapat dari diagram interaksi kolom P-M dengan *sp Column*

Demand			Capacity			Parameters at Capacity			Capacity
Pu	Mux	Muy	φPn	φMnx	φMny	NA Depth	ct	φ	Ratio
kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm			
-452.15	75.36	14.94	-1439.73	842.07	167.00	109	0.02179	0.900	0.53
11886.80	-222.02	-379.73	11970.69	-222.02	-379.73	990	-0.00001	0.650	0.99
9824.49	796.00	156.00	11970.69	796.00	156.00	911	-0.00020	0.650	0.82
7710.00	-818.00	-100.00	10545.16	-1242.35	-151.88	801	0.00011	0.650	0.68
3575.00	179.00	664.00	0.00	345.38	1291.20	206	0.00962	0.900	0.55
7549.00	-163.00	-572.00	11970.69	-163.00	-572.00	933	-0.00015	0.650	0.63

Gambar 4. 21 Diagram nilai momen pada kolom

Karena panjang kolom atas hingga bawah memiliki penampang yang sama, maka perhitungan bisa menggunakan rumus $2 \times M_{nc}$.

Tabel 4. 19 Hasil Perhitungan nilai M_{nx}

Φ M_{nx} (KNm)	Φ M_{ny} (KNm)	Φ (KNm)	M_{nx} (KNm)	M_{ny} (KNm)
1242,35	151,88	0,65	1911,308	233,6615

Dari hasil M_{nx} dan M_{ny} diperoleh $\sum M_{nc}$

$$\sum M_{nc} = 2 \times 233,6615 = 467,323 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb} = 467,323 \text{ KNm} > 373,485 \text{ KNm} \quad (\text{OK})$$

5. Perhitungan desain tulangan *transversal*

Dicoba tulangan *transversal* 5 kaki D13

$$A_{sh \min 1,2} = n \times \frac{\pi}{4} \times d^2 = 663,661 \text{ mm}^2$$

a. Cek luas penampang kolom

$$\text{Lebar penampang inti beton, } bc = 800 - 2(40) = 720 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang, } A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas penampang inti beton, } A_{ch} = 720 \times 720 = 518400 \text{ mm}^2$$

Sisi pendek dan Sisi Panjang

$$\frac{A_{sh}}{s_{min_1}} = \left\{ 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right\} \times (bc \times \frac{f_c'}{f_y})$$

$$\frac{A_{sh}}{s_{min_2}} = 0,09 \frac{bc \cdot f_c'}{420}$$

$$\frac{A_{sh}}{s_{min_1}} = \left\{ 0,3 \left(\frac{640000}{518400} - 1 \right) \right\} \times (720 \times \frac{35}{420}) = 4,222 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s_{min_2}} = 0,09 \frac{720 \times 35}{420} = 5,400 \text{ mm}^2$$

Cek $A_{sh} \geq A_{sh \min}$

$$4222 \text{ mm}^2 \text{ dan } 5400 \text{ mm}^2 \geq 663,661 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Diambil nilai terbesar yaitu $5400 \text{ mm}^2/\text{mm}$

b. Cek jarak spasi maksimum

$$S_o < 100 + \frac{350-hx}{3} = 100 + \frac{350-300}{3} = 116,667 \text{ mm}^2$$

Diperoleh nilai $S_o = 116,667 \text{ mm}^2$ tetapi tidak boleh melebihi nilai $S_{min} = 100 \text{ mm}$, maka jarak yang digunakan adalah 100 mm .

$$A_{sh \text{ min}} = 5,4 \times 100 = 540 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min}} < A_{ssh \text{ pakai}} = 540 \text{ mm}^2 < 663,661 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

Pada daerah tumpuan digunakan tulangan *transversal* 5D13-100, sedangkan pada daerah lapangan dapat digunakan tulangan 5D13-100.

6. Rekapitulasi Perhitungan Kolom

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Tulangan Kolom

Tipe	As Pakai (mm)	Tulangan	Ratio SNI 2847 : 2019 Pasal	
K1' 800 X 800	9817	20D25	1.53%	OK
K3' 500 X 500	13210	20D29	5.28%	OK
K4' 450 X 450	4562	12D22	2.25%	OK
K5' 500 X 500	4562	12D22	1.82%	OK
K6' 550 X 550	4562	12D22	1.51%	OK
K7' 600 X 600	6082	16D22	1.69%	OK
K8' 650 X 650	6082	16D22	1.44%	OK

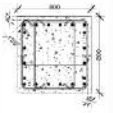
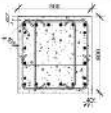
7. Rekapitulasi Tulangan Senggang Kolom

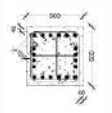
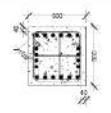
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Tulangan Senggang Kolom

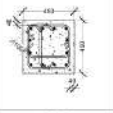
Tipe	Av/ S Perlu mm ²	Tulangan	Daerah	Ø (mm)	Jumlah Kaki	Luas mm ²	S Perlu	S Pakai	Cek Spasi	Dipasang
K1' 800 X 800	0,71	20D25	Tumpuan	13	5	663,66	934,73	100	Pakai S Max	5D13-100
			Lapangan	13	5	663,66	934,73	100	Pakai S Max	5D13-100
K3' 500 X 500	0,58	20D29	Tumpuan	13	4	530,93	915,4	100	Pakai S Max	4D13-100
			Lapangan	13	4	530,93	915,4	100	Pakai S Max	4D13-100
K4' 450 X 450	0,58	12D22	Tumpuan	13	4	530,93	915,4	100	Pakai S Max	4D13-100

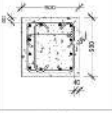
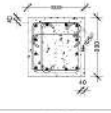
			Lapangan	13	4	530,93	915,4	100	Pakai S Max	4D13-100
K5' 500 X 500	0,58	12D22	Tumpuan	13	4	530,93	915,4	100	Pakai S Max	4D13-100
			Lapangan	13	4	530,93	915,4	100	Pakai S Max	4D13-100
K6' 550 X 550	3,11	12D22	Tumpuan	13	4	530,93	170,72	100	Pakai S Max	4D13-100
			Lapangan	13	4	530,93	170,72	100	Pakai S Max	4D13-100
K7' 600 X 600	0,53	16D22	Tumpuan	13	4	530,93	1001,8	100	Pakai S Max	4D13-100
			Lapangan	13	4	530,93	1001,8	100	Pakai S Max	4D13-100
K8' 650 X 650	0,58	16D22	Tumpuan	13	4	530,93		100	Pakai S Max	4D13-100
			Lapangan	13	4	530,93	915,4	100	Pakai S Max	4D13-100

Berikut merupakan potongan melintang kolom:

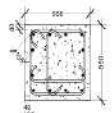
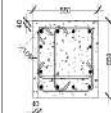
TYPE	K1 (800 mm X 800 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. UTAMA	20 D25	20 D25
SENGKANG	5 D13-100	5 D13-100

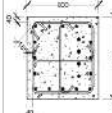
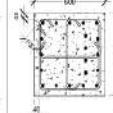
TYPE	K3 (500 mm X 500 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. UTAMA	20 D25	20 D25
SENGKANG	4 D13-100	4 D13-100

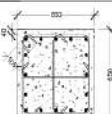
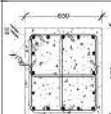
TYPE	K4 X (450 mm X 450 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. UTAMA	12 D22	12 D22
SENGKANG	4 D13-100	4 D13-100

TYPE	K5 (500 mm X 500 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. UTAMA	12 D22	12 D22
SENGKANG	4 D13-100	4 D13-100

Gambar 4. 22 Potongan Melintang Kolom

TYPE	K6 (550 mm X 550 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. UTAMA	12 D22	12 D22
SENGKANG	4 D13-100	4 D13-100

TYPE	K7 (600 mm X 600 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. UTAMA	16 D22	16 D22
SENGKANG	4 D13-100	4 D13-100

TYPE	K8 X (650 mm X 650 mm)	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
GAMBAR		
TUL. UTAMA	16 D22	16 D22
SENGKANG	4 D13	4 D13

Gambar 4. 23 Potongan Melintang Kolom

4.5.3 Perhitungan Penulangan Pelat Struktur

Untuk menghitung tulangan pelat diperlukan hasil *output* perhitungan momen dari analisa struktur melalui *software ETABS*.

4.5.3.1 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

a) Data Perencanaan

Tipe pelat	: Slab 120
Lx	: 2800 mm
Ly	: 6500 mm, 10665mm
Tebal pelat	: 120 mm
Mutu beton, f_c'	: 35 MPa
Mutu, f_y	: 420 MPa
β_1	: 0,8357
Diameter tulangan, D	: 13 mm
Selimut beton	: 15 mm
Tebal efektif, d'	: tebal pelat – selimut beton - $1\frac{1}{2}$ D
	: $120 - 15 - 1\frac{1}{2} (13) = 85,5$ mm

b) Penulangan Pelat Lantai Tipe Pelat 2 Arah

Untuk menghitung tulangan pelat dengan bentang Ly yang besar dengan Ly dibagi Lx lebih besar dari 2,5 maka digunakan perhitungan penulangan pelat tipe 2 arah.

o. Momen-momen *output* dari perhitungan ETABS

$$\begin{aligned}
 M_{arah-X} / M_{11 Min} &= -25,054 \text{ KNm} \\
 M_{arah-X} / M_{11 Max} &= 6,891 \text{ KNm} \\
 M_{arah-Y} / M_{22 Min} &= -17,101 \text{ KNm} \\
 M_{arah-Y} / M_{22 Max} &= 7,658 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

p. Menghitung kebutuhan rasio tulangan untuk kebutuhan tulangan pelat

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 1,4/f_y \\
 &= 1,4/420 &= 0,003333 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 35 \times 0,8357}{420} \times \frac{600}{600+420} = 0,03482 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\
 &= 0,75 (0,03482) &= 0,02612
 \end{aligned}$$

- q. Untuk $As_{min} f_y \geq 420$ MPa, sesuai SNI 2847-2019 Tabel 7.6.11 untuk

As_{min} pelat satu arah

Pilih hasil yang terbesar dari :

$$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$$

$$\frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 120 = 216 \text{ mm}^2$$

$$0,0014 A_g$$

$$0,0014 \times 1000 \times 120 = 168 \text{ mm}^2, \text{ maka dipakai } As_{min}: 216 \text{ mm}^2$$

- r. Menghitung kebutuhan tulangan tumpuan arah-X

$$M_{11 \text{ Min}} = M_u = 25,054 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{25,054}{0,9} = 27,837 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{27,8377 \times 10^6}{1000 \times 85,5^2} = 3,808$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,808}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00973 < \rho_{max} \\ &> \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= 0,00973 \times 1000 \times 85,5 \\ &= 832,416 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$\begin{aligned} S_{max} &= 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450 \text{ mm} \\ &= 2 \times 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$\begin{aligned} As_{pakai} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan syarat,

$$As_{min} < As_{pakai} > As_{perlu}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 885,238 \text{ mm}^2 > 832,416 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (Ok).}$$

- s. Menghitung kebutuhan tulangan lapangan arah-X

$$M_{11 \text{ Min}} = M_u = 6,891 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{6,891}{0,9} = 7,656 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{7,656 \times 10^6}{1000 \times 85,5^2} = 1,0473$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_{c'}'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,04739}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00254 < \rho_{\text{max}} \\ &> \rho_{\text{min}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= 0,0033 \times 1000 \times 85,5 \\ &= 285 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &= 2 \times \text{tinggi pelat (h)} \text{ dan } 450 \text{ mm} \\ &= 2 \times 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{pakai}}} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan syarat,

$$A_{s_{\text{min}}} < A_{s_{\text{pakai}}} > A_{s_{\text{perlu}}}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 885,238 \text{ mm}^2 > 285 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (Ok).}$$

t. Menghitung kebutuhan tulangan tumpuan arah-Y

$$M_{11 \text{ Min}} = M_u = 17,101 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{17,101}{0,9} = 19,001 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{19,001 \times 10^6}{1000 \times 85,5^2} = 2,599$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_{c'}'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,599}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00649 < \rho_{\text{max}} \\ &> \rho_{\text{min}} \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0,00648 \times 1000 \times 85,5$$

$$= 554,518 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$S_{max} = 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450\text{mm}$$

$$= 2 \times 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$\begin{aligned} A_{spakai} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan syarat,

$$A_{smin} < A_{spakai} > A_{spertu}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 554,518 \text{ mm}^2 > 885,238 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (Ok).}$$

u. Menghitung kebutuhan tulangan lapangan arah-Y

$$M_{11 Min} = M_u = 7,658 \text{ KNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{7,658}{0,9} = 8,508 \text{ KNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{8,508 \times 10^6}{1000 \times 85,5^2} = 1,1639$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_{c'}}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,1639}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00282 < \rho_{max} \\ &> \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{spertu} &= 0,00333 \times 1000 \times 85,5 \\ &= 285 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$S_{max} = 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450\text{mm}$$

$$= 2 \times 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$\begin{aligned} A_{spakai} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan syarat,

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pakai}} > A_{s_{perlu}}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 885,238 \text{ mm}^2 > 285 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (OK).}$$

c) Penulangan Pelat Lantai Tipe Pelat 1 Arah

Untuk menghitung tulangan pelat dengan bentang L_y dibagi L_x lebih kecil dari 2,5 maka digunakan perhitungan penulangan pelat tipe 1 arah.

v. Momen-momen *output* dari perhitungan *ETABS*

$$M_{arah-X} / M_{11 \text{ Min}} = -27,813 \text{ KNm}$$

$$M_{arah-X} / M_{11 \text{ Max}} = 4,34 \text{ KNm}$$

$$M_{arah-Y} / M_{22 \text{ Min}} = -21,57 \text{ KNm}$$

$$M_{arah-Y} / M_{22 \text{ Max}} = 13,019 \text{ KNm}$$

w. Menghitung kebutuhan rasio tulangan untuk kebutuhan tulangan pelat

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= 1,4/f_y \\ &= 1,4/420 = 0,003333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 35 \times 0,8357}{420} \times \frac{600}{600+420} = 0,03482 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 (0,03482) = 0,02612 \end{aligned}$$

x. Untuk $A_{s_{min}} f_y \geq 420 \text{ MPa}$, sesuai SNI 2847-2019 Tabel 7.6.11 untuk

$A_{s_{min}}$ pelat satu arah

Pilih hasil yang terbesar dari :

$$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$$

$$\frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 120 = 216 \text{ mm}^2$$

$$0,0014 A_g$$

$$0,0014 \times 1000 \times 120 = 168 \text{ mm}^2, \text{ maka dipakai } A_{s_{min}} = 216 \text{ mm}^2$$

y. Menghitung kebutuhan tulangan tumpuan arah-X

$$M_{11 \text{ Min}} = M_u = 27,813 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{27,813}{0,9} = 30,903 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{30,903 \times 10^6}{1000 \times 85,5^2} = 4,2274$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'}}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,2274}{0,85 \times 35}} \right) = 0,0109 < \rho_{max} \\ &> \rho_{min}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s_{perlu}} &= 0,0109 \times 1000 \times 85,5 \\ &= 932,343 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$\begin{aligned}S_{max} &= 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450 \text{ mm} \\ &= 2 \times 120 \text{ mm} = 240 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 200 mm

$$\begin{aligned}A_{s_{pakai}} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \pi/4 \times 16^2 \times \frac{1000}{200} = 1005,71 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dengan syarat,

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pakai}} > A_{s_{perlu}}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 1005,71 \text{ mm}^2 > 932,343 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (OK)}$$

z. Menghitung kebutuhan tulangan bagi untuk arah y

Penggunaan tulangan bagi umumnya menggunakan As 20%-50% dari

As pakai tulangan utama atau tulangan tumpuan pada arah X.

$$A_{s \text{ pakai}} = 1005,71 \text{ mm}^2 \text{ (D16-200)}$$

$$\begin{aligned}A_{s \text{ tulangan bagi minimal}} &= 20\% \times 1005,71 \\ &= 201,143 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 216 \text{ mm}^2,\end{aligned}$$

belum memenuhi sehingga As minimalnya tetap digunakan As min sesuai perhitungan SNI, 216 mm²

Dicoba digunakan tulangan bagi dengan diameter 10 jarak 200

$$\begin{aligned}A_{s_{bagi}} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \pi/4 \times 10^2 \times \frac{1000}{200} = 392,857 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} &= 20\% < A_{s_{bagi}} / A_{s_{pakai}} < 50\% \\ &= 0,2 < \frac{392,857}{1005,71} < 0,5\end{aligned}$$

$= 0,2 < 0,3906 < 0,5 \rightarrow$ memenuhi (Ok), sehingga digunakan tulangan bagi D10-200.

4.5.3.2 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai Atap

a) Data Perencanaan

Tipe pelat	: Slab 100
Lx	: 2800 mm
Ly	: 6500 mm
Tebal pelat	: 100 mm
Mutu beton, f_c'	: 35 MPa
Mutu, f_y	: 420 MPa
β_i	: 0,8357
Diameter tulangan, D	: 13 mm
Selimut beton	: 15 mm
Tebal efektif, d'	= tebal pelat – selimut beton - $1\frac{1}{2}$ D
	= $100 - 15 - 1\frac{1}{2}(13) = 65,5$ mm

b) Penulangan Pelat Lantai

Untuk menghitung tulangan pelat diperlukan hasil *output* perhitungan momen dari analisa struktur melalui *software ETABS*.

a. Momen-momen *output* dari perhitungan *ETABS*

$$\begin{aligned}
 M_{arah-X} / M_{11 Min} &= -19,45 \text{ KNm} \\
 M_{arah-X} / M_{11 Max} &= 11,655 \text{ KNm} \\
 M_{arah-Y} / M_{22 Min} &= -14,839 \text{ KNm} \\
 M_{arah-Y} / M_{22 Max} &= 7,149 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung kebutuhan rasio tulangan untuk kebutuhan tulangan pelat

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 1,4/f_y \\
 &= 1,4/420 &= 0,003333 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 35 \times 0,8357}{420} \times \frac{600}{600+420} &= 0,03482 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \rho_b
 \end{aligned}$$

$$= 0,75 (0,03482)$$

$$= 0,02612$$

- c. Untuk $As_{min} f_y \geq 420$ MPa, sesuai SNI 2847-2019 Tabel 7.6.11 untuk

As_{min} pelat satu arah

Pilih hasil yang terbesar dari :

$$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$$

$$\frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 100 = 180 \text{ mm}^2$$

$$0,0014 A_g$$

$$0,0014 \times 1000 \times 100 = 140 \text{ mm}^2, \text{ maka dipakai } As_{min}: 180 \text{ mm}^2$$

- d. Menghitung kebutuhan tulangan tumpuan arah-X

$$M_{11 \text{ Min}} = M_u = 19,45 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{19,45}{0,9} = 21,611 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{21,611 \times 10^6}{1000 \times 65,5^2} = 5,0372$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,0372}{0,85 \times 35}} \right) = 0,01323 < \rho_{max}$$

$$> \rho_{min}$$

$$As_{perlu} = 0,01323 \times 1000 \times 65,5$$

$$= 866,485 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$S_{max} = 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450 \text{ mm}$$

$$= 2 \times 100 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$As_{pakai} = \pi/4 \times D^2 \times b$$

$$= \pi/4 \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2$$

Dengan syarat,

$$As_{min} < As_{pakai} > As_{perlu}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 885,238 \text{ mm}^2 > 866,485 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (Ok)}.$$

- e. Menghitung kebutuhan tulangan lapangan arah-X

$$M_{11\ Min} = M_u = 11,655 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11,655}{0,9} = 12,950 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{12,95 \times 10^6}{1000 \times 65,5^2} = 3,0184$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,0184}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00759 < \rho_{max} \\ &> \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sperlu} &= 0,00759 \times 1000 \times 65,5 \\ &= 497,401 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$\begin{aligned} S_{max} &= 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450\text{mm} \\ &= 2 \times 100 \text{ mm} = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$\begin{aligned} A_{spakai} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan syarat,

$$A_{smin} < A_{spakai} > A_{sperlu}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 885,238 \text{ mm}^2 > 497,401 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (Ok).}$$

- f. Menghitung kebutuhan tulangan tumpuan arah-Y

$$M_{11\ Min} = M_u = 14,839 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14,839}{0,9} = 16,487 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{16,487 \times 10^6}{1000 \times 65,5^2} = 3,843$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,843}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00983 < \rho_{max} \end{aligned}$$

$$> \rho_{min}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= 0,00983 \times 1000 \times 65,5 \\ &= 644,038 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$\begin{aligned} S_{max} &= 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450\text{mm} \\ &= 2 \times 100 \text{ mm} = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$\begin{aligned} A_{s_{pakai}} &= \pi/4 \times D^2 \times b \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan syarat,

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pakai}} > A_{s_{perlu}}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 885,238 \text{ mm}^2 > 644,038 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (Ok).}$$

g. Menghitung kebutuhan tulangan lapangan arah-Y

$$M_{11 \text{ Min}} = M_u = 7,149 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7,149}{0,9} = 7,943 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{7,943 \times 10^6}{1000 \times 65,5^2} = 1,8514$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0,85 \times f_{c'} }{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_{c'} }} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,8514}{0,85 \times 35}} \right) = 0,00455 < \rho_{max} \end{aligned}$$

$$> \rho_{min}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{perlu}} &= 0,00455 \times 1000 \times 65,5 \\ &= 298,335 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diatur pada SNI 2847:2019 Pasal 8.7.2.2

$$\begin{aligned} S_{max} &= 2 \times \text{tinggi pelat (h) dan } 450\text{mm} \\ &= 2 \times 100 \text{ mm} = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai spasi antar tulangan 150 mm

$$A_{s_{pakai}} = \pi/4 \times D^2 \times b$$

$$= \pi/4 \times 13^2 \times \frac{1000}{150} = 885,238 \text{ mm}^2$$

Dengan syarat,

$$A_{s_{min}} < A_{s_{pakai}} > A_{s_{perlu}}$$

$$216 \text{ mm}^2 < 885,238 \text{ mm}^2 > 298,335 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{memenuhi (OK).}$$

4.5.3.3 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Penulangan Pelat

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Tulangan Pelat Lantai 1A-10A dan 1B-10B Dua Arah

Tulangan Pelat Lantai Dua Arah				
Lokasi :				
Lantai A AS 1-6 dan Lantai B AS 6-7	Tumpuan Atas (X)	Lapangan Bawah (X)	Tumpuan Atas (Y)	Lapangan Bawah (Y)
Tebal Pelat (mm)	120	120	120	120
Mu (KNm)	-25,054	6,891	-17,101	7,658
As Perlu	832,416	285	554,517	285
As Pakai	885,238	885,238	885,238	885,238
Tul. Utama	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150

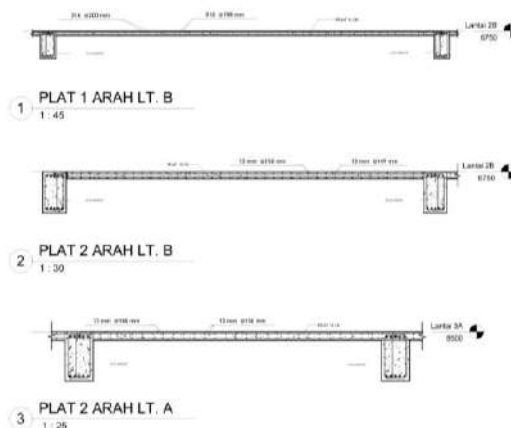
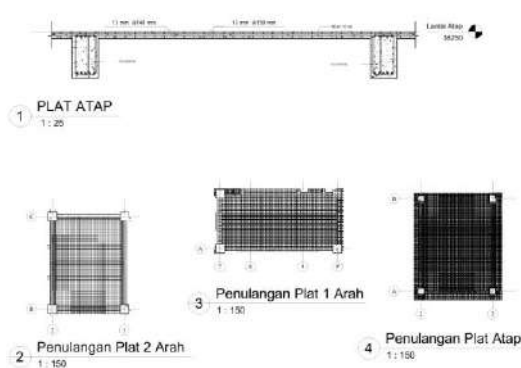
Tabel 4. 23 Rekap Tulangan Pelat Lantai 1B-10B Satu Arah

Tulangan Pelat Lantai Satu Arah				
Lokasi :				
Lantai B AS 7-10 dan Plat <i>Ramp</i>	Tumpuan Atas (X)	Lapangan Bawah (X)	Tumpuan Atas (Y)	Lapangan Bawah (Y)
Tebal Pelat (mm)	120	120	120	120
Mu (KNm)	-27,813	4,34	-21,57	13,019
As Perlu	932,343	135,809	-	
As Pakai	1005,71		-	
As bagi	-		135,809	
Tul. Utama	D16-200		D10-200	

Tabel 4. 24 Rekap Tulangan Pelat Lantai Atap dan Atap Lift Dua Arah

Tulangan Pelat Lantai Atap Dua Arah				
Lokasi :				
Lantai Atap dan Atap Lift	Tumpuan Atas (X)	Lapangan Bawah (X)	Tumpuan Atas (Y)	Lapangan Bawah (Y)
Tebal Pelat (mm)	100	100	100	100
Mu (KNm)	-19,45	11,655	-14,839	7,149
As Perlu	866,48	497,40	644,038	298,33
As Pakai	885,238	885,238	885,238	885,238
Tul. Utama	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150

Berikut merupakan potongan tulangan pelat:

**Gambar 4. 24** Potongan Pelat Lantai**Gambar 4. 25** Potongan Pelat Lantai

4.7 Perencanaan Struktur Bawah Bangunan

4.6.1 Perencanaan *Spun Pile* (Tiang Pancang)

Dalam perencanaan pondasi dalam berupa tiang pancang, salah satu pendekatan empiris yang banyak digunakan untuk menghitung kapasitas daya dukung ultimate (Q_u) adalah metode *Reese & Wright*, yang didasarkan pada hasil uji SPT (Standard Penetration Test) di lapangan. Metode ini memungkinkan perhitungan nilai kapasitas pondasi berdasarkan parameter tanah aktual, sehingga meningkatkan keandalan desain fondasi terhadap kondisi geoteknik setempat.

Secara umum, nilai kapasitas total daya dukung tiang pancang dihitung berdasarkan kontribusi dari daya dukung ujung (Q_p) dan resistensi gesekan kulit (Q_s), dengan hubungan sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dimana:

Q_u = daya dukung ultimate

Q_p = daya dukung ujung

Q_s = resistensi gesekan kulit

Berikut adalah perhitungan pondasi pancang:

Untuk menghitung daya dukung pondasi maka dibutuhkan data sebagai berikut:

Dimensi pondasi	= 60 cm
Jenis Pondasi	= Tiang Pancang
Beban (P_u) yang diterima	= 12258,1174 kN
Panjang tiang (L)	= 4800 cm

Data tanah:

Nilai SPT	= 8,28918	
Luas penampang (A)	= $0,25 \times \pi \times d^2$	
	= $0,25 \times \pi \times 60^2$	= 2826 cm ²
Keliling penampang	= $\pi \times d$	
	= $\pi \times 60$	= 188,496 cm ²

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kohesi tanah (Cu)} &= 2/3 \times \text{N-SPT} \times 10 \\
 &= 2/3 \times 8,28918 \times 10 \\
 &= 55,261 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \omega &= \text{Luas penampang} \times L \text{ tiang} \times \text{berat jenis beton} \\
 &= 2826 \text{ mm}^2 \times 4800 \text{ mm} \\
 &= 325,5552 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Menghitung daya dukung ultimate ujung tiang (Qp) pada tanah kohesif:

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 9 \times C_u \times A \\
 &= 9 \times 55,261 \times 2826 \\
 &= 140,551 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung daya dukung ultimate selimut tiang (Qs) pada tanah kohesif, untuk nilai $\alpha = 0,55$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \alpha \times C_u \times L \times K \\
 &= 0,55 \times 55,261 \times 4800 \times 188,496 \\
 &= 2749,956 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung daya dukung ultimate tiang (Qu)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 140,551 + 2749,956 \\
 &= 2890,507 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung daya dukung tiang pancang

$$\begin{aligned}
 Q_{nett} &= Q_u - \omega \\
 &= 2890,507 - 325,5552 \\
 &= 2890,507 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tiang perlu} &= \frac{P_u}{Q_{nett}} = \frac{12258,1174}{2890,507} \\
 &= 4,779 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah tiang pakai} = 9 \text{ buah}$$

Menghitung efisiensi pondasi (Eff)

$$\text{Jarak antar tiang (S)} = 2,5D \sim 4D$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,5 \times 60 \sim 4 \times 60 \\
 &= 150 \text{ cm} \sim 240 \text{ cm} \\
 \text{Jarak tepi tiang ke } pilecap &= 1,5D \sim 2D \\
 &= 1,5 \times 60 \sim 2 \times 60 \\
 &= 90 \text{ cm} \sim 120 \text{ cm} \\
 \text{Jumlah baris tiang (m)} &= 3 \\
 \text{Jumlah tiang tiap baris} &= 3 \\
 Q &= \arctan (D/S) \\
 &= 90 \\
 \text{Eff} &= 1 - \Theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 mn} \\
 &= 1 - \Theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 mn} \\
 &= 1 - 90^\circ \frac{(3-1)3+(3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \\
 &= 83\% \\
 \text{Menghitung daya dukung izin kelompok (Qall)} \\
 Q_{all} &= n \times \text{Eff} \times Q_{nett} \\
 &= 3 \times 83\% \times 2890,507 \\
 &= 19185,598 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

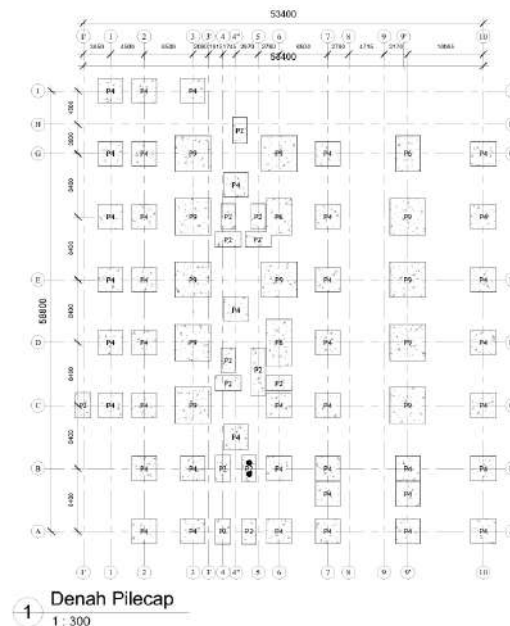
Cek beban yang diterima pondasi

$$P < Q_{all}$$

$$12258,1174 \text{ kN} < 19185,598 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Dimensi Spun Pile

Tipe	Pu	Q netto	Q izin	Jumlah Pile	Effisiensi	Diameter (mm)	Pu < Q izin
P2	3296,2	2564,952	4508,575	2	87%	600	OK
P4	8831,95	2564,952	8960,151	4	87%	600	OK
P6	9064,685	2564,952	13411,727	6	87%	600	OK
P8	9925,725	2564,952	17863,303	8	87%	600	OK
P9	12258,12	2564,952	19185,598	9	83%	600	OK



Gambar 4. 26 Denah Pondasi

4.6.2 Perencanaan *Pile Cap*

A. Perencanaan Dimensi *Pile Cap*

Diameter pondasi pancang = 600 mm

Dimensi kolom panjang = 800 mm

Dimensi kolom pendek = 800 mm

Mutu beton ($f'c$) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Gaya aksial kolom (P_u) = 12258,12 kN

Selimit beton, P_u = 50 mm

a) Direncanakan dimensi pile cap dengan cara trial and error

Jarak antar tiang = $2,5D \sim 4D$

= $2,5 \times 600 \text{ mm} \sim 4 \times 600 \text{ mm}$

= 1500 mm $\sim$ 2400 mm

Diambil = 1500 mm

Jarak tiang ke tepi *pile cap* = $1,5D \sim 2D$

= $1,5 \times 600 \text{ mm} \sim 2 \times 600 \text{ mm}$

= 900 mm $\sim$ 1200 mm

Diambil = 900 mm

Dimensi *pile cap* rencana

$$\text{Panjang} = 4800 \text{ mm} = 4,8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = 4800 \text{ mm} = 4,8 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} (\geq 300 \text{ mm}) = 1200 \text{ mm}$$

b) Cek Kontrol Terhadap Gaya Geser 1 arah (arah x)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{12258,1174}{4,8 \times 4,8} \\ &= 532,0363544 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

d, tebal efektif *pile cap* = L – selimut beton – db tulangan

$$= 1200 - 50 - 25$$

$$= 1125 \text{ mm} = 1,125 \text{ m}$$

G' = daerah pembebanan geser satu arah

$$\begin{aligned} G' &= L - \left(\frac{L + \text{Lebar Kolom}}{2} \right) \\ &= 4,8 - \left(\frac{4,8 + 0,8}{2} + 1,125 \right) \\ &= 0,875 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \delta \times L \times G' \\ &= 532,0363544 \times 4,8 \times 0,875 \\ &= 2234,55265 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times L \times d \\ &= 0,75 \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 4,8 \times 1,125 \\ &= 0,75 \times 1,054093 \times 4,8 \times 1,125 \\ &= 4269074,84 \text{ N} \\ &= 4269,07484 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat $\phi V_c > V_u$

$$4269,07484 \text{ kN} > 2234,55265 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

c) Cek Kontrol Terhadap Gaya Geser 1 arah (arah y)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{12258,1174}{4,8 \times 4,8} \end{aligned}$$

$$= 532,0363544 \text{ kN/m}^2$$

d, tebal efektif *pile cap* = L – selimut beton – db tulangan

$$= 1200 - 50 - 25$$

$$= 1125 \text{ mm} = 1,125 \text{ m}$$

G' = daerah pembebanan geser satu arah

$$G' = L - \left(\frac{L + \text{Lebar Kolom}}{2} \right)$$

$$= 4,8 - \left(\frac{4,8 + 0,8}{2} + 1,125 \right)$$

$$= 0,875 \text{ m}$$

Vu = $\delta \times L \times G'$

$$= 532,0363544 \times 4,8 \times 0,875$$

$$= 2234,55265 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times L \times d$$

$$= 0,75 \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 4,8 \times 1,125$$

$$= 0,75 \times 1,054093 \times 4,8 \times 1,125$$

$$= 4269074,84 \text{ N}$$

$$= 4269,07484 \text{ kN}$$

Syarat $\phi V_c > V_u$

$$4269,07484 \text{ kN} > 2234,55265 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

d) Cek kontrol terhadap gaya geser dua arah

$$B' \text{ dan } L' = \text{Lebar kolom} + \frac{d}{2} \times 2$$

$$= 0,8 + \frac{1,125}{2} \times 2$$

$$= 1,925 \text{ m}$$

$$b_0 = 2 (B' + L')$$

$$= 2 (1,925 + 1,925)$$

$$= 2 \times 3,85$$

$$= 7700 \text{ mm} = 7,7 \text{ m}$$

e) Menghitung tegangan geser dari tiga rumus diatas

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7700 \times 1125 \\ &= 27941094,8 \text{ N} \quad = 27941,0948 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= \frac{1}{12} \times \left(2 + \frac{\alpha \times d}{b_0}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d \\ &= \frac{1}{12} \times \left(2 + \frac{40 \times 1125}{7700}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7700 \times 1125 \\ &= 18262153,5 \text{ N} \\ &= 18262,1535 \text{ Kn} \end{aligned}$$

f) Dipilih nilai V_c yang digunakan yang terkecil: 18262,15 kN

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 18262,15 \text{ kN} \\ &= 13696,6151 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada tanah

$$\begin{aligned} V_u &= \delta \times (L \times B - L' \times B') \\ &= 532,0363544 \times (4,8 \times 4,8 - 1,925 \times 1,925) \\ &= 13696,6151 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat $\phi V_c > V_u$

$$13696,615 > 10286,59 \quad (\text{OK})$$

B. Perhitungan Tulangan Pile Cap

Direncanakan *pile cap*

$$\text{Dimensi} = 4800 \text{ mm} \times 4800 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter pondasi} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi kolom} = 800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif } \textit{pile cap} = 1125 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Digunakan tulangan} = \text{D25} - 125 \text{ mm}$$

a) Perhitungan tulangan arah X

$$\begin{aligned}
 P_u &= 12258,1174 \text{ kNm} \\
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f'_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,068809524 \times 0,588235294 \\
 &= 0,04047619 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1}{4} \times 420 = 0,003333333 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,030357143
 \end{aligned}$$

b) Perhitungan tulangan pile cap arah X

Lebar penampang kritis (B)

$$\begin{aligned}
 B &= \frac{\text{Lebar Pile Cap}}{2} - \frac{\text{Lebar Kolom}}{2} = \frac{4,8}{2} - \frac{0,8}{2} \\
 &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berat *pile cap* pada penampang kritis

$$\begin{aligned}
 q' &= \gamma_{\text{beton}} \times L \times d \\
 &= 2400 \times 4,8 \times 1,125 \\
 &= 12960 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 3 \left(\frac{P_u}{n_s} \times S \right) - 0,5 \times q' \times B^2 \\
 &= 3 \times \left(\frac{1249592,49}{9} \times 1,5 \right) - 0,5 \times 12960 \times 4 \\
 &= 598876,2439 \text{ kgm} \\
 &= 5847,975952 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tulangan bawah arah X

$$\begin{aligned}
 M_u &= 5847,975952 \text{ kNm} \\
 &= 5847975952 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi (Θ) = 0,9

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\Theta \times b \times d^2} \\
 &= \frac{5847975952}{0,9 \times 4800 \times 1265625} \\
 &= 1,074526923
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c}}\right) \\ &= \frac{34}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,1491}{34}}\right) \\ &= 0,002600155\end{aligned}$$

Dipakai ρ_{min}

$$\begin{aligned}\text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,003333333 \times 4800 \times 11235 \\ &= 18000 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As pakai} &= 0,25 \times \pi \times d^2 \times \frac{b}{s} \\ &= 0,25 \times 25^2 \times \pi \times \frac{4800}{125} \\ &= 18849,56 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Syarat As Pakai > As Perlu

$$18849,56 \text{ mm}^2 > 18000 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

c) Tulangan atas arah X

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= 20\% - 50\% \text{ As Pakai} \\ &= 25\% \times 18850 \\ &= 4712,38898 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As Pakai} &= 0,25 \times \pi \times d^2 \times \frac{b}{s} \\ &= 0,25 \times \pi \times 16^2 \times \frac{4800}{125} \\ &= 7720,778105 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Syarat As Pakai > As Perlu

$$7720,778105 \text{ mm}^2 > 4712,38898 \text{ mm}^2 (\text{OK})$$

d) Perhitungan tulangan pile cap arah Y

Lebar penampang kritis (B)

$$B = \frac{\text{Lebar Pile Cap}}{2} - \frac{\text{Lebar Kolom}}{2} = \frac{4,8}{2} - \frac{0,8}{2} = 2 \text{ m}$$

Berat *pile cap* pada penampang kritis

$$\begin{aligned}q' &= \gamma_{\text{beton}} \times L \times d \\ &= 2400 \times 4,8 \times 1,125\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12960 \text{ kg/m} \\
 \text{Mu} &= 3 \left(\frac{P_u}{n_s} \times S \right) - 0,5 \times q' \times B^2 \\
 &= 3 \times \left(\frac{1249592,49}{9} \times 1,5 \right) - 0,5 \times 12960 \times 4 \\
 &= 598876,2439 \text{ kgm} \\
 &= 5847,975952 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tulangan bawah arah X

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= 5847,975952 \text{ kNm} \\
 &= 5847975952 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi } (\Theta) = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{Mu}{\Theta \times b \times d^2} \\
 &= \frac{5847975952}{0,9 \times 4800 \times 1265625} \\
 &= 1,074526923
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f_c}} \right) \\
 &= \frac{34}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,1491}{34}} \right) \\
 &= 0,002600155
 \end{aligned}$$

Dipakai ρ min

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,003333333 \times 4800 \times 11235 \\
 &= 18000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= 0,25 \times \pi \times d^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= 0,25 \times 25^2 \times \pi \times \frac{4800}{125} \\
 &= 18849,56 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat As Pakai > As Perlu

$$18849,56 \text{ mm}^2 > 18000 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

e) Tulangan atas arah Y

$$\text{As perlu} = 20\% - 50\% \text{ As Pakai}$$

$$= 25\% \times 18850$$

$$= 4712,38898 \text{ mm}^2$$

$$\text{As Pakai} = 0,25 \times \pi \times d^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= 0,25 \times \pi \times 16^2 \times \frac{4800}{125}$$

$$= 7720,778105 \text{ mm}^2$$

Syarat As Pakai > As Perlu

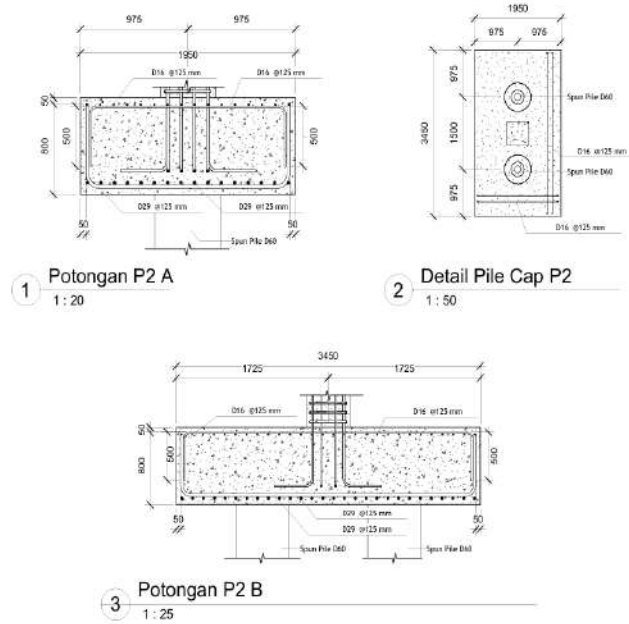
$$7720,778105 \text{ mm}^2 > 4712,38898 \text{ mm}^2 (\text{OK})$$

f) Rekapitulasi Tipe Pondasi

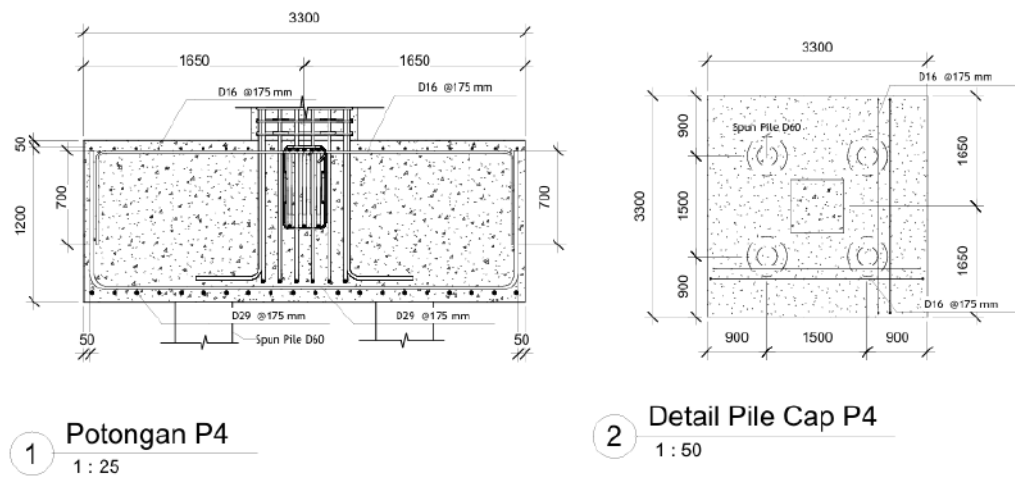
Tabel 4. 26 Rekapitulasi Tipe *Pile Cap*

Tipe	Dimensi Pile (m)	Diameter Pile (cm)	Jumlah Pile dalam PC	Tebal PC (cm)	ΦV_c	V_u	$\Phi V_c > V_c$	Arah Tulangan	Letak	Db Rencana (mm)	As Perlu (mm ²)	As Pakai (mm ²)	As Pakai > As Perlu	Tulangan Pakai
P2	3,45 x 1,95	60	2	800	5340	2624	OK	Arah X	Bawah	29	9427	10304	OK	D29-125
									Atas	16	2576	3137	OK	D16-125
								Arah Y	Bawah	29	5228	10304	OK	D29-125
									Atas	16	2576	3137	OK	D16-125
P4	3,3 x 3,3	60	4	120	13620	5839	OK	Arah X	Bawah	29	12331	12456	OK	D29-175
									Atas	16	3114	3791	OK	D16-175
								Arah Y	Bawah	29	12331	12456	OK	D29-175
									Atas	16	3114	3791	OK	D16-175
P6	4,8 x 3,3	60	6	120	13620	6953	OK	Arah X	Bawah	29	16329	17438	OK	D29-125
									Atas	16	4359	5308	OK	D16-125
								Arah Y	Bawah	29	12331	17438	OK	D29-125
									Atas	16	4359	5308	OK	D16-125
P8	6,3 x 3,3	60	8	120	13697	8157	OK	Arah X	Bawah	25	12375	12959	OK	D25-125
									Atas	16	3240	5308	OK	D16-125
								Arah Y	Bawah	25	12375	12959	OK	D25-125
									Atas	16	3240	5308	OK	D16-125
P9	4,8 x 4,8	60	9	120	13697	10287	OK	Arah X	Bawah	25	18000	18850	OK	D25-125
									Atas	16	4712	7721	OK	D16-125
								Arah Y	Bawah	25	18000	18850	OK	D25-125
									Atas	16	4712	7721	OK	D16-125

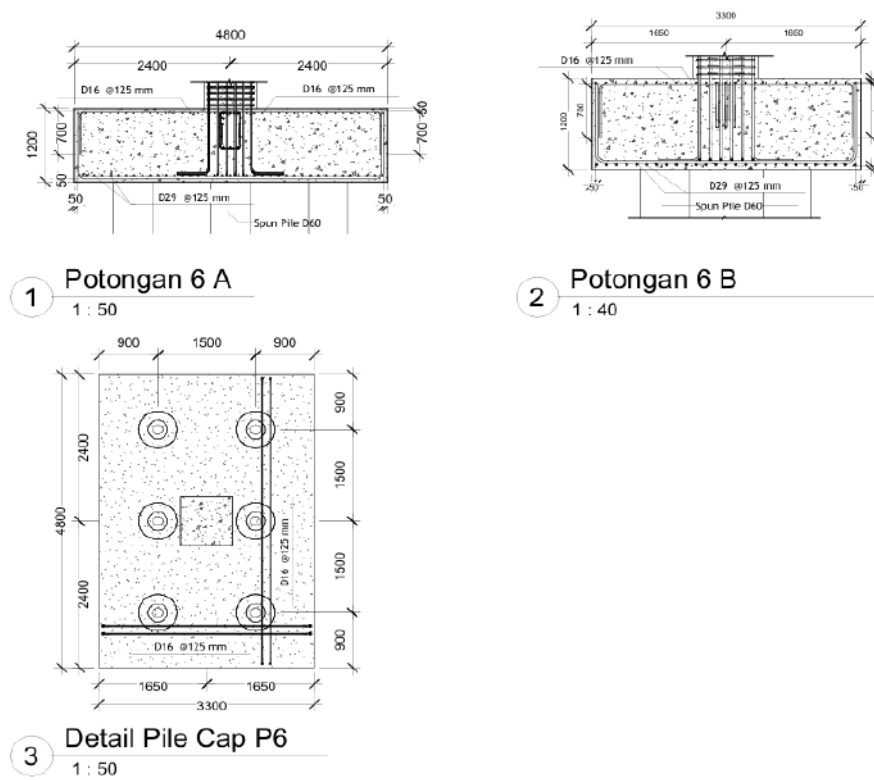
Berikut merupakan potongan dan detail *pile cap* yang digunakan:



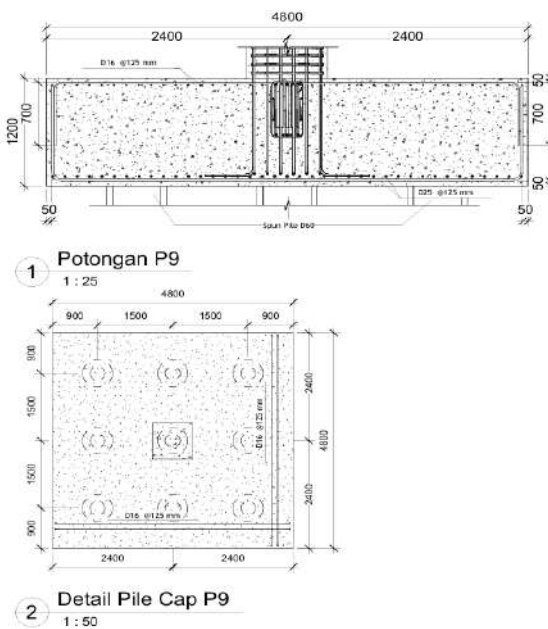
Gambar 4. 27 Potongan dan Detail *Pile Cap*



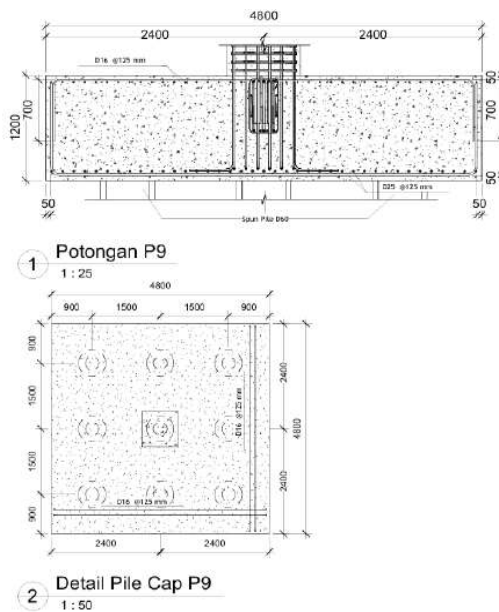
Gambar 4. 28 Potongan dan Detail *Pile Cap*



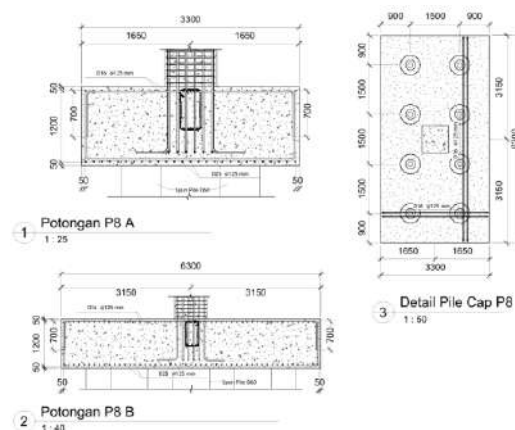
Gambar 4. 29 Potongan dan Detail *Pile Cap*



Gambar 4. 30 Potongan dan Detail *Pile Cap*



Gambar 4. 31 Potongan dan Detail *Pile Cap*

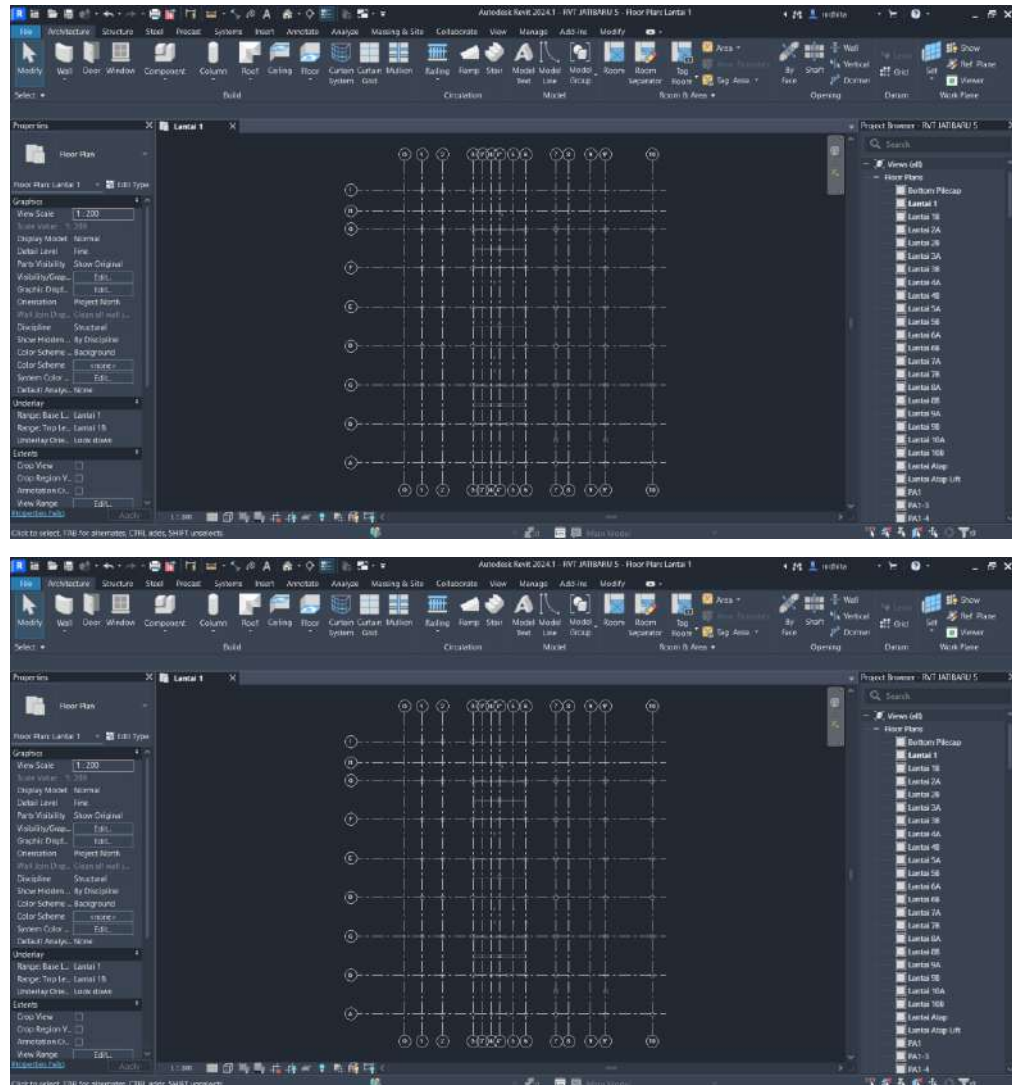


Gambar 4. 32 Potongan dan Detail *Pile Cap*

4.8 Pemodelan 3 Dimensi Struktur

Untuk memodelkan struktur bangunan tiga dimensi, *software* pembantu yang digunakan adalah *Autodesk Revit*. Tahap awal dalam proses pemodelan 3D adalah persiapan. Langkah-langkah persiapan meliputi pembuatan model baru dengan *construction template*, penyesuaian satuan yang akan digunakan dalam unit proyek, dan pembuatan *grid* yang akan menjadi panduan dalam proses pemodelan gedung. *Grid* dibuat sesuai dengan denah AS bangunan

sebagai acuan serta pembuatan *level* yang dibutuhkan sesuai dengan data gambar.

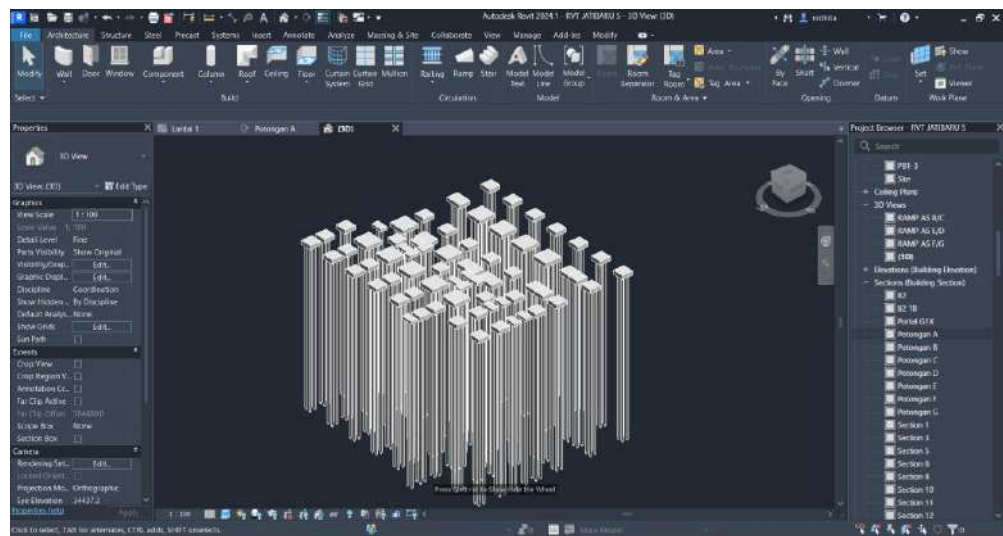


Gambar 4. 33 Pemodelan *Grid* dan *Leveling* pada *Autodesk Revit*

4.7.1 Pemodelan Struktur Bawah

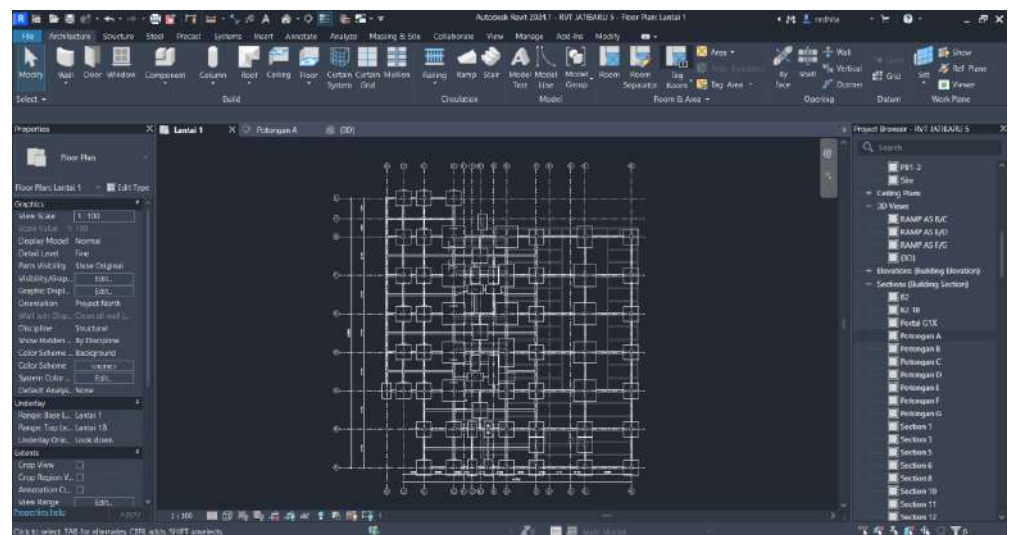
Langkah pertama dalam pemodelan struktur bawah adalah pembuatan *family* tiang pancang dan *pile cap*. Pembuatan *family* dalam *Autodesk Revit* dapat dilakukan dengan menggunakan *template* yang disediakan oleh Autodesk atau dibuat secara manual.

a) Pemodelan *Spun Pile*



Gambar 4. 34 3D Pemodelan Spun Pile

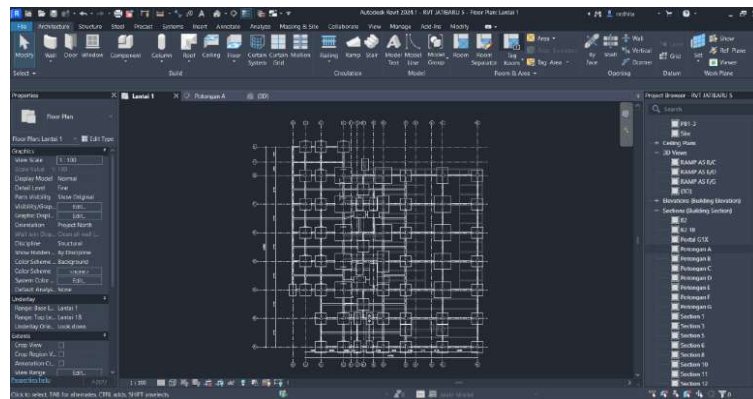
b) Pemodelan *Pile Cap*



Gambar 4. 35 Pemodelan Pile cap dan Tie Beam

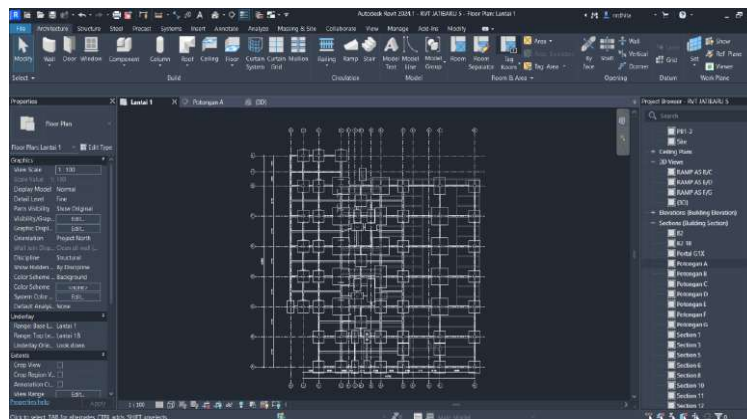
4.7.2 Pemodelan Struktur Atas

a) Pemodelan Balok



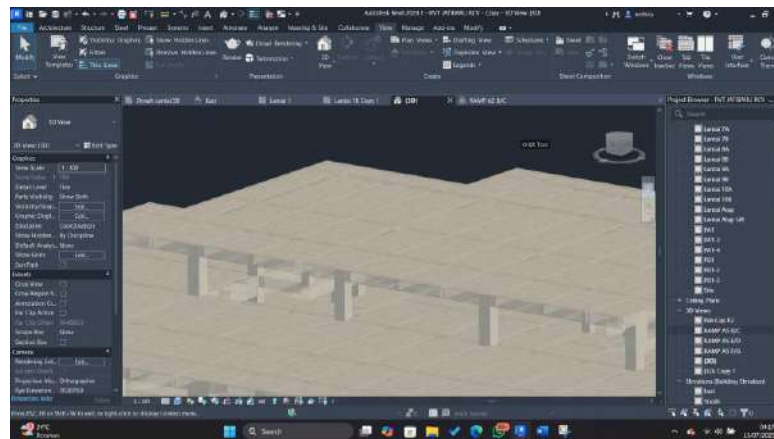
Gambar 4. 36 Pemodelan Balok

b) Pemodelan Kolom

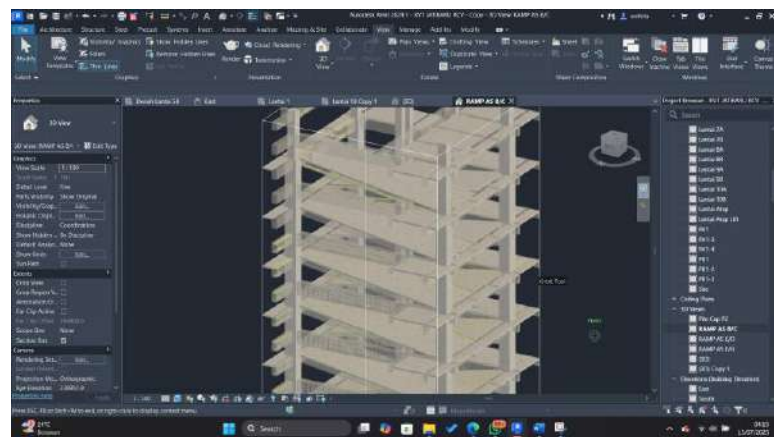


Gambar 4. 37 Pemodelan Kolom

c) Pemodelan Pelat



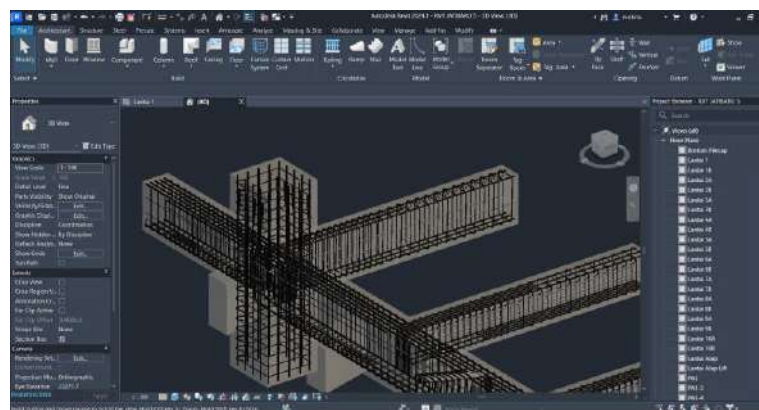
Gambar 4. 38 Pemodelan Pelat

d) Pemodelan *Ramp*

Gambar 4. 39 Pemodelan Ramp

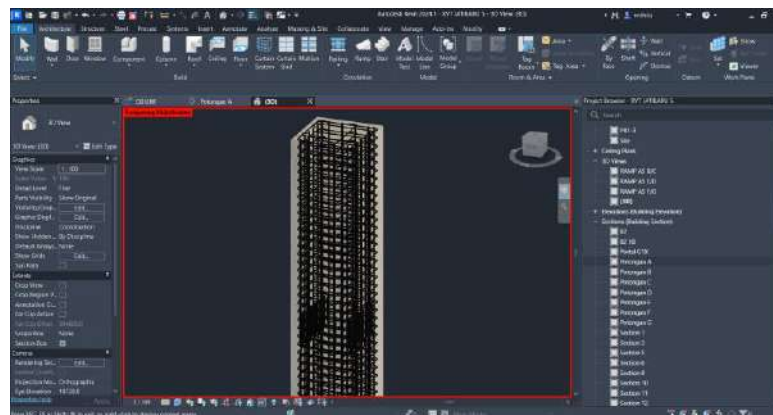
4.7.3 Pemodelan Tulangan Struktur

a) Pemodelan Balok



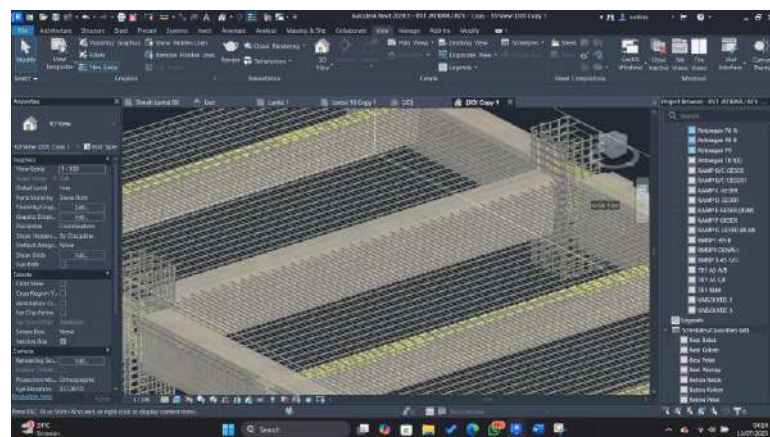
Gambar 4. 40 Pemodelan Tulangan Balok

b) Pemodelan Kolom

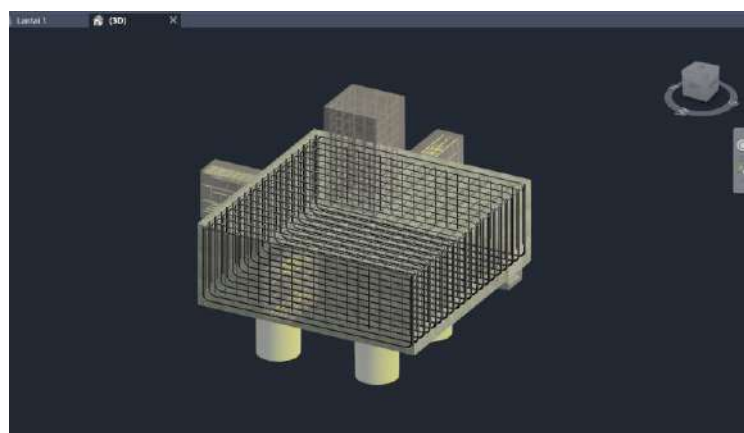


Gambar 4. 41 Pemodelan Tulangan Kolom

c) Pemodelan Pelat



Gambar 4. 42 Pemodelan Tulangan Pelat

d) Pemodelan *Pile Cap*

Gambar 4. 43 Pemodelan Tulangan Pile cap

4.9 Quantity Take Off dan Perhitungan RAB

4.8.1 Quantity Take Off

Proses *Quantity Take-Off* (QTO) dalam penelitian ini dilakukan melalui pemodelan elemen struktur menggunakan perangkat lunak *Autodesk Revit*. Hasil QTO mencakup estimasi volume total beton, berat tulangan pada masing-masing elemen struktur, serta luas permukaan bekisting yang diperlukan untuk setiap pekerjaan struktur. Data kuantitatif yang dihasilkan dari pemodelan ini selanjutnya digunakan sebagai dasar dalam perhitungan biaya pada Rencana Anggaran Biaya (RAB).

Desain Lantai 5B	East	Lantai 1	Lantai 1B Copy 1	(3D)	(3D) Copy 1	Besi Bal
B1K-ATAP LIFT 1875	6332 mm	<varies>	3245285 mm	<varies>	4695.23 kg	
B1K-ATAP LIFT 37 1875	6332 mm	<varies>	3245285 mm	<varies>	4695.23 kg	
B2-1	218	1181 mm	595441 mm	<varies>	1253.18 kg	Structural Framing
B2-1-65	218	1181 mm	595441 mm	<varies>	1253.18 kg	
B2-1B	2308	8415 mm	4535562 mm	<varies>	9873.73 kg	Structural Framing
B2-1B-396	2308	8415 mm	4535562 mm	<varies>	9873.73 kg	
B2-2A	2962	12886 mm	5435620 mm	<varies>	11756.34 kg	Structural Framing
B2-2A-607	2962	12886 mm	5435620 mm	<varies>	11756.34 kg	
B2-2B	1396	4666 mm	2811021 mm	<varies>	5939.64 kg	Structural Framing
B2-2B-220	1396	4666 mm	2811021 mm	<varies>	5939.64 kg	
B2-3A	2524	19559 mm	4742673 mm	<varies>	10384.42 kg	Structural Framing
B2-3A-497	2524	19559 mm	4742673 mm	<varies>	10384.42 kg	
B2-3B	1396	4666 mm	2811021 mm	<varies>	5939.64 kg	Structural Framing
B2-3B-220	1396	4666 mm	2811021 mm	<varies>	5939.64 kg	
B2-4A	2556	19559 mm	4825558 mm	<varies>	10466.25 kg	Structural Framing
B2-4A-497	2556	19559 mm	4825558 mm	<varies>	10466.25 kg	
B2-4B	1325	4411 mm	2671748 mm	<varies>	5643.77 kg	Structural Framing
B2-4B-208	1325	4411 mm	2671748 mm	<varies>	5643.77 kg	
B2-4b	71	255 mm	139173 mm	<varies>	296.48 kg	Structural Framing
B2-4b-12	71	255 mm	139173 mm	<varies>	296.48 kg	
B2-5A	2356	9794 mm	4441559 mm	<varies>	9645.89 kg	Structural Framing
B2-5A-461	2356	9794 mm	4441559 mm	<varies>	9645.89 kg	
B2-5B	1397	4666 mm	2814516 mm	<varies>	5953.11 kg	Structural Framing
B2-5B-220	1397	4666 mm	2814516 mm	<varies>	5953.11 kg	
B2-6A	2412	19049 mm	4546862 mm	<varies>	9878.92 kg	Structural Framing
B2-6A-473	2412	19049 mm	4546862 mm	<varies>	9878.92 kg	
B2-6B	1396	4666 mm	2810521 mm	<varies>	5939.26 kg	Structural Framing
B2-6B-220	1396	4666 mm	2810521 mm	<varies>	5939.26 kg	
B2-7A	2520	19543 mm	4732979 mm	<varies>	10289.46 kg	Structural Framing
B2-7A-496	2520	19543 mm	4732979 mm	<varies>	10289.46 kg	
B2-7B	1399	4666 mm	2812966 mm	<varies>	5932.91 kg	Structural Framing
B2-7B-220	1399	4666 mm	2812966 mm	<varies>	5932.91 kg	
B2-8A	2520	19543 mm	4732979 mm	<varies>	10289.46 kg	Structural Framing
B2-8A-496	2520	19543 mm	4732979 mm	<varies>	10289.46 kg	
B2-8B	1693	5431 mm	3109687 mm	<varies>	6721.87 kg	Structural Framing
B2-8B-208	1693	5431 mm	3109687 mm	<varies>	6721.87 kg	

Gambar 4. 44 Hasil QTO

Denah Lantai 5B East Lantai 1 Lantai 1B Copy 1 (3D) (3D) Copy 1

<Beton Balok>

A	B	C	D	E	F	G	H
Type	b balok	h balok	Reference Level	Cut Length	Count	Volume Beton	Bekisting (m ²)
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	7900	1	1.09 m ³	10.67 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	1275	1	0.18 m ³	1.72 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	1550	1	0.21 m ³	2.09 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	736	1	0.10 m ³	0.99 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	3100	1	0.43 m ³	4.19 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	1125	1	0.15 m ³	1.52 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	901	1	0.12 m ³	1.22 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	3100	1	0.43 m ³	4.19 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	1350	1	0.19 m ³	1.82 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	925	1	0.13 m ³	1.25 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 1B	8050	1	1.11 m ³	10.87 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2A	1923	1	0.26 m ³	2.60 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2A	1998	1	0.27 m ³	2.70 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2A	2100	1	0.25 m ³	2.84 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2A	1375	1	0.19 m ³	1.86 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2A	675	1	0.09 m ³	0.91 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2B	1175	1	0.16 m ³	1.59 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2B	1550	1	0.21 m ³	2.09 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2B	736	1	0.10 m ³	0.99 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2B	3100	1	0.43 m ³	4.19 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2B	1125	1	0.15 m ³	1.52 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2B	901	1	0.12 m ³	1.22 m ²
31 250x550	250	550	Lantai 2B	3100	1	0.43 m ³	4.19 m ²

Gambar 4. 45 Hasil QTO oleh Autodesk Revit

4.8.2 Perencanaan Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Rencana Anggaran Biaya (RAB) pada perencanaan ini disusun berdasarkan Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) yang merujuk pada Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat (PUPR) Nomor 8 Tahun 2024 serta Peraturan Gubernur Daerah Khusus Ibukota Jakarta Nomor 7 Tahun 2024. Perhitungan total biaya dilakukan dengan mengalikan volume pekerjaan, yang diperoleh melalui proses *Quantity Take-Off* (QTO) dari model bangunan tiga dimensi menggunakan perangkat lunak Autodesk Revit, dengan harga satuan pekerjaan yang berlaku.

REKAP RENCANA ANGGARAN BIAYA

NAMA PEKERJAAN : Gedung Parkir Jatibaru
 LOKASI : Jl Jatibaru, Tanah Abang, Jakarta
 PEMILIK PROYEK : Dinas Cipta Karya Tata Ruang dan Pertanahan DKI Jakarta
 TAHUN ANGGARAN : 2025

NO	NAMA PEKERJAAN	HARGA (Rp)
A.1	Pekerjaan Persiapan	713.533.198,62
A.1.1	Administrasi dan Dokumen	11.000.000,00
A.1.2	Pembersihan Lahan	54.174.840,14
A.1.3	Pengadaan Listrik dan Air Kerja	26.202.961,40
A.1.4	Pengukuran dan Pemasangan Bowplank	25.894.486,82
A.1.5	Pembuatan Direksi Keet dan Gudang	489.047.254,18
A.1.6	Pemasangan Seng Keliling Proyek	106.075.456,01
A.1.7	Pemasangan Papan Nama	1.138.200,06
A.2	Pekerjaan Tanah	20.822.475.409,70
A.2.1	Pekerjaan Tanah untuk Spun Pile	20.337.584.920,19
A.2.1.1	Mobilisasi dan demobilisasi Spun Pile	159.500.000,00
A.2.1.2	Pemancangan Spun Pile Dia. 60 cm	20.178.084.920,19
A.2.2	Pekerjaan Tanah untuk Pondasi	484.890.489,51
A.2.2.1	Pekerjaan Galian Tanah	223.279.257,34
A.2.2.2	Pekerjaan Urugan Pasir	86.845.082,93
A.2.2.3	Pemadatan Pasir untuk	5.485.386,37
A.2.2.4	Pekerjaan lantai kerja	169.280.762,87
A.3	Pekerjaan Struktur	87.527.321.543,34
A.3.1	Pekerjaan Struktur Bawah	7.731.228.808,21
A.3.1.1	Pekerjaan Pile Cap	4.709.498.501,15
A.3.1.2	Pekerjaan Tie Beam	3.021.730.307,06
A.3.2	Pekerjaan Struktur Atas	79.796.092.735,14
A.3.2.1	Pekerjaan Struktur Lantai 1	6.674.250.321,91
A.3.2.2	Pekerjaan Struktur Lantai 2	8.001.736.488,32
A.3.2.3	Pekerjaan Struktur Lantai 3	7.720.346.379,56
A.3.2.4	Pekerjaan Struktur Lantai 4	7.704.624.796,12
A.3.2.5	Pekerjaan Struktur Lantai 5	7.753.750.462,00
A.3.2.6	Pekerjaan Struktur Lantai 6	7.472.163.946,11
A.3.2.7	Pekerjaan Struktur Lantai 7	7.248.630.092,85
A.3.2.8	Pekerjaan Struktur Lantai 8	7.349.146.715,28
A.3.2.9	Pekerjaan Struktur Lantai 9	7.301.892.469,70
A.3.2.10	Pekerjaan Struktur Lantai 10	6.816.563.931,62
A.3.2.11.1	Pekerjaan Struktur Lantai Atap	3.721.953.542,94
A.3.2.11.2	Pekerjaan Struktur Lantai Atap Lift	2.031.033.588,75
	TOTAL PEKERJAAN	109.063.330.151,66
	PPN 12%	13.087.599.618,20
	TOTAL BIAYA	122.150.929.769,86
	PEMBULATAN	122.150.929.000,00

Gambar 4. 46 Rekap RAB Proyek Gedung Parkir

Perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) proyek pembangunan Gedung Parkir Umum Dinas Teknis Jatibaru dilakukan berdasarkan kuantitas pekerjaan yang dihasilkan dari *Quantity Take Off* (QTO) model 3D Autodesk

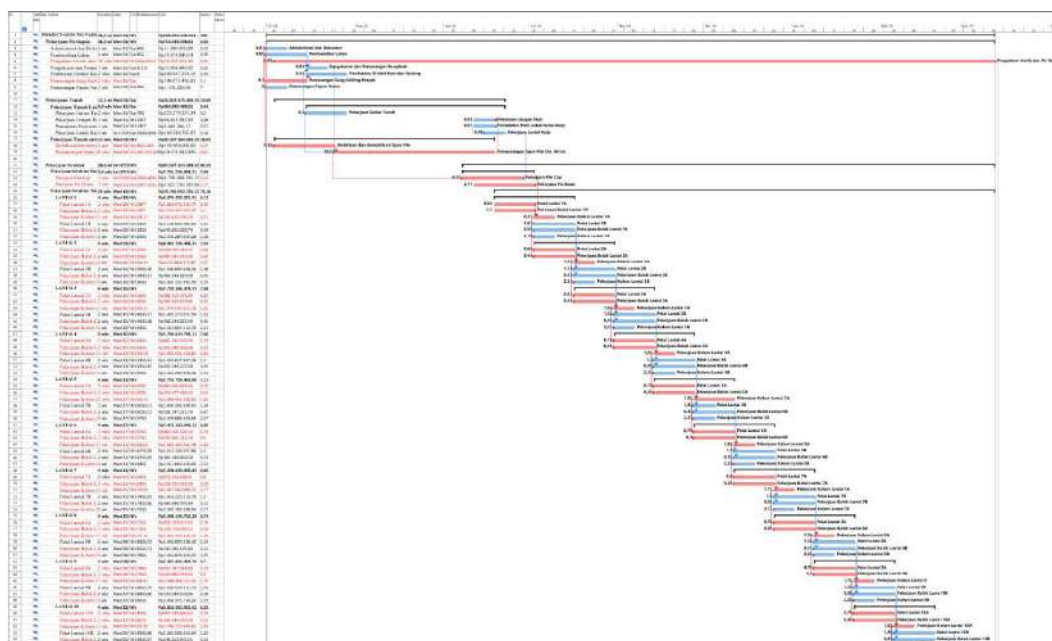
Revit, kemudian dikalikan dengan harga satuan pekerjaan yang mengacu pada Analisa Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) terbaru. Proses penyusunan RAB ini dilakukan secara sistematis untuk seluruh item pekerjaan yang meliputi pekerjaan persiapan, pekerjaan struktur, serta pekerjaan penunjang lainnya

Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan ulang, diperoleh nilai Rencana Anggaran Biaya (RAB) sebesar Rp122.150.929.000,00 (Seratus dua puluh dua miliar seratus lima puluh juta sembilan ratus dua puluh sembilan ribu rupiah), termasuk Pajak Pertambahan Nilai (PPN) sebesar 12%.

Dengan total anggaran tersebut, perencanaan ini menunjukkan bahwa penerapan metode BIM 5D tidak hanya memudahkan integrasi data desain dan perhitungan biaya, tetapi juga meningkatkan akurasi estimasi anggaran melalui visualisasi dan pengendalian kuantitas yang presisi.

4.10 Penjadwalan Kerja Proyek

Penjadwalan proyek dalam penelitian ini disusun menggunakan perangkat lunak *Microsoft Project*. Bobot masing-masing pekerjaan dihitung berdasarkan proporsi biaya pekerjaan terhadap total nilai Rencana Anggaran Biaya (RAB), kemudian dikonversi ke dalam bentuk persentase. Nilai bobot ini digunakan untuk memperkirakan durasi tiap aktivitas pekerjaan. Melalui *Microsoft Project*, penjadwalan dapat dilakukan secara lebih sistematis, termasuk identifikasi lintasan kritis (*critical path*) serta penentuan tanggal mulai dan selesai tiap aktivitas secara lebih terstruktur.

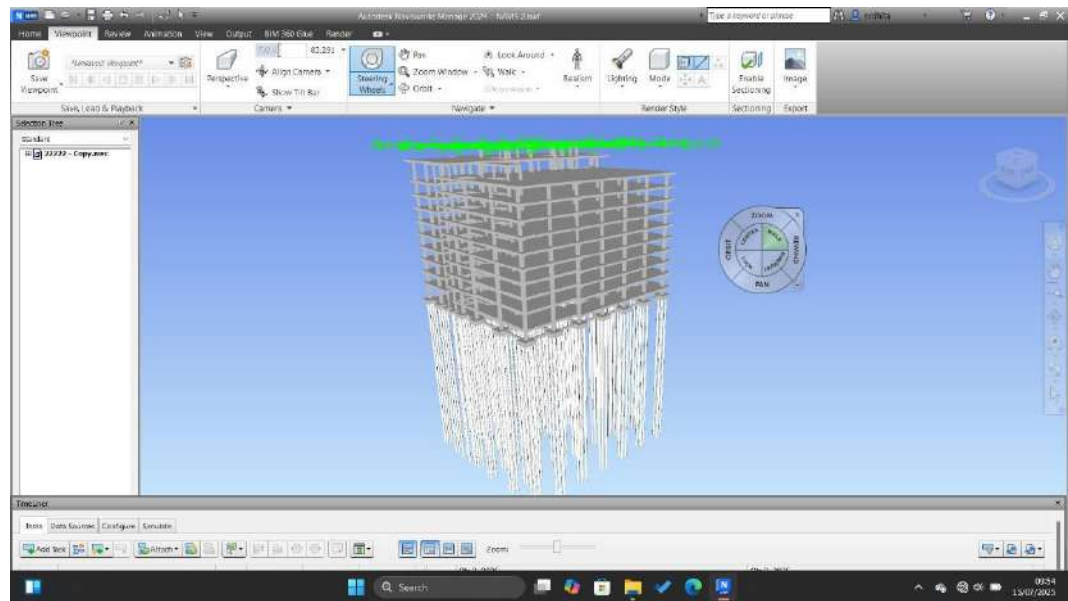


Gambar 4. 47 Penjadwalan dengan *Microsoft Project*

Penjadwalan proyek perencanaan ulang Gedung Parkir Jatibaru ini direncanakan selama 36 minggu dari tanggal 1 Juli 2024 dan selesai pada 12 Maret 2025.

4.11 Pengintegrasian dalam BIM 5 Dimensi

Integrasi data Rencana Anggaran Biaya (RAB), penjadwalan proyek, dan model tiga dimensi (3D) struktur ke dalam *Building Information Modeling* (BIM) 5D dilakukan menggunakan perangkat lunak *Autodesk Navisworks*. Melalui proses ini, model 3D yang dibuat di *Autodesk Revit* dikaitkan secara langsung dengan data estimasi biaya atau rencana anggaran biaya (RAB) dan jadwal pelaksanaan dari *Microsoft Project* sebelumnya, sehingga memungkinkan visualisasi progres pekerjaan secara temporal dan finansial. Penggunaan *Navisworks* dalam BIM 5D memungkinkan pemantauan menyeluruh terhadap durasi, urutan pelaksanaan, dan nilai biaya dari setiap elemen pekerjaan dalam satu sistem terintegrasi.



Gambar 4. 48 Integrasi BIM 5D pada Autodesk Naviswork