



BAB IV
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. Data Perencanaan

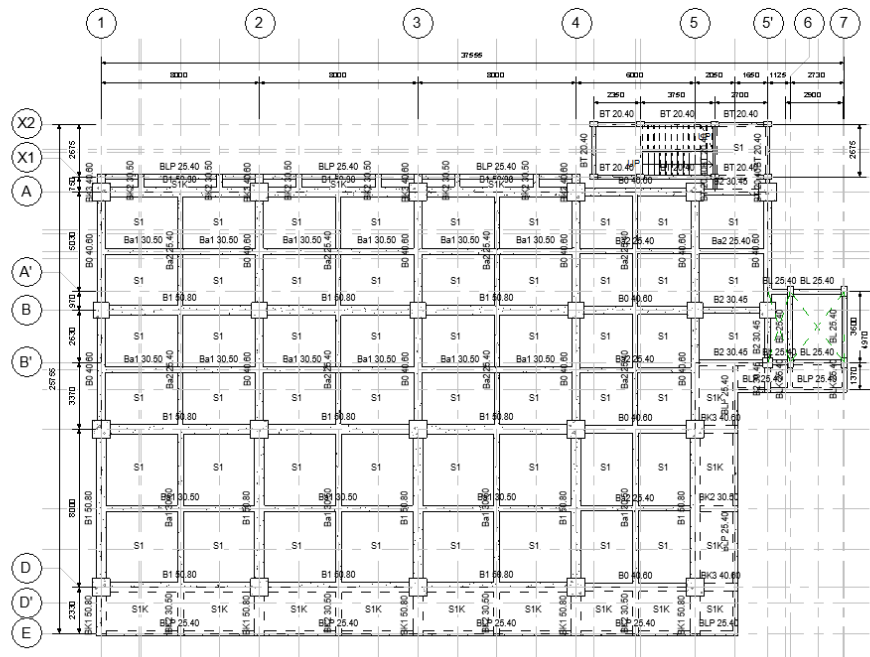
Data – data perencanaan untuk perancangan Gedung Rumah Sakit Umum An Ni'mah Banyumas, seabagi berikut:

Nama Proyek	: Rumah Sakit Umum An Ni'mah Wangon Kabupaten Banyumas
Lokasi	: Jl. Raya Wangon-Ci, Klapagading, Kec. Wangon, Kabupaten Banyumas, Jawa Tengah 53176
Fungsi Bangunan	: Rumah Sakit
Jumlah Lantai	: 5 Lantai dan 1 Rooftop
Mutu Baja	: BjTS 420B
Mutu Beton	: f'_c 30 MPa

4.2. Preliminary Desain

Tahap preliminary desain sebagai Langkah awal dalam penentuan dimensi awal struktur yang berpedoman pada SNI 2847:2019, yang mengatur tata cara persyaratan beton struktural agar hasil perencanaan sesuai dengan standar teknis yang berlaku.

4.2.1. Preliminary Balok



Gambar 4. 1 Denah Struktur Balok

1. Preliminary Balok Induk

Panjang bentang balok adalah 8000 mm, dengan mutu baja BjTS 420 B (f_y 420 Mpa), maka:

$$\text{Nilai } h \text{ min balok} = \frac{l}{16}$$

$$h \text{ min} = \frac{8000}{16}$$

$$h \text{ min} = 500 \text{ mm}$$

Nilai b min balok = $0,3 \times h \text{ min}$

$$b \text{ min} = 0,3 \times 500 \text{ mm}$$

$$b \text{ min} = 150 \text{ mm}$$

Tinggi dan lebar balok B1 yang direncanakan adalah 600 x 300 mm, dengan direncanakan B1 dengan tulangan longitudinal BJTS D22, dan tulangan transversal BjTS D13, selimut beton 40 mm. Dilakukan cek kontrol terhadap Batasan tulangan sesuai dengan pasal 18.6.2, sebagai berikut:

$$d_s = 12,736 \times \sqrt{1,043}$$

$$= 13,007 \text{ mm}$$

$$d_b = 12,736 \times \sqrt{2,985}$$

$$= 22,004 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - d_s - d_b/2$$

$$\begin{aligned} d &= 800 - 40 - 13,007 - 22,004/2 \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sesuai dengan pasal 2847:2019 diisyaratkan bentang bersih (l_n) balok harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif balok.

$$\begin{aligned} l_n &= L - \frac{c_1}{2} - \frac{c_2}{2} \\ &= 8000 - \frac{700}{2} - \frac{700}{2} \\ &= 7200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_n \geq 4 d$$

$$7300 \geq 2144 \quad \textbf{OK}$$

Lebar penampang balok harus memenuhi ketentuan minimum yaitu terkecil dari 0,3 h atau 250 mm.

$$b \geq 250 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \quad \textbf{OK}$$

$$b \geq 0,3 h$$

$$300 \text{ mm} \geq 0,3 \times 600 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm} \quad \textbf{OK}$$

penampang balok perlu dibatasi agar lebar balok didesain lebih kecil dari lebar kolom, dan tinggi lebih kecil dari 0,75 h kolom.

$$b < C_2$$

$$300 \text{ mm} < 700 \text{ mm} \quad \textbf{OK}$$

$$b < 0,75 C_1$$

$$300 < 0,75 \times 700 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} < 525 \text{ mm} \quad \textbf{OK}$$

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Desain Geometri Balok Induk

Tipe Balok	Panjang Bentang	h min (mm)	b min (mm)	h rencana (mm)	b rencana (mm)
B0	6000	375	112,5	400	200
B1	8000	500	150	600	300
B2	3700	231,25	69,38	300	150
BL	3600	225	67,5	300	150
BT	3750	312,5	156,25	400	200

2. Preliminary Balok Anak dan Balok Liplank

Panjang bentang balok adalah 8000 mm, dengan mutu baja BJTS 420 B (f_y 420 Mpa), maka:

$$\text{Nilai } h_{\min} \text{ balok} = \frac{l}{21}$$

$$h_{\min} = \frac{8000}{21}$$

$$h_{\min} = 380,95 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai } b_{\min} \text{ balok} = 0,3 \times h_{\min}$$

$$b_{\min} = 0,3 \times 380,95 \text{ mm}$$

$$b_{\min} = 114,3 \text{ mm}$$

Tinggi dan lebar balok Ba1 yang direncanakan adalah 400 x 200 mm, dengan direncanakan B1 dengan tulangan longitudinal BJTS D19, dan tulangan transversal BJTS D13, selimut beton 40 mm. Dilakukan cek kontrol terhadap Batasan tulangan sesuai dengan pasal 18.6.2, sebagai berikut :

$$d_s = 12,376 \times \sqrt{1,043}$$

$$= 13,007 \text{ mm}$$

$$d_b = 12,376 \times \sqrt{2,226}$$

$$= 19,002 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - d_s - d_b/2$$

$$d = 400 - 40 - 13,007 - 19,002/2$$

$$= 337,49 \text{ mm}$$

Sesuai dengan pasal 2847:2019 diisyaratkan bentang bersih (l_n) balok harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif balok.

$$\begin{aligned}
 l_n &= L - \frac{c_1}{2} - \frac{c_2}{2} \\
 &= 8000 - \frac{700}{2} - \frac{700}{2} \\
 &= 7100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$l_n \geq 4d$$

$$7300 \geq 1350 \quad \text{OK}$$

Lebar penampang balok harus memenuhi ketentuan minimum yaitu terkecil dari $0,3 h$ atau 250 mm .

$$b \geq 250 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$b \geq 0,3 h$$

$$200 \text{ mm} \geq 0,3 \times 400 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

penampang balok perlu dibatasi agar lebar balok didesain lebih kecil dari lebar kolom, dan tinggi lebih kecil dari $0,75 h$ kolom.

$$b < C_2$$

$$200 \text{ mm} < 700 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$b < 0,75 C_1$$

$$200 \text{ mm} < 0,75 \times 700 \text{ mm}$$

$$200 \text{ mm} < 525 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Desain Geometri Balok Anak dan Lisplank

Type Balok	Panjang Bentang	h min (mm)	b min (mm)	h rencana (mm)	b rencana (mm)
Ba1	8000	380,95	114,3	400	200
Ba2	6000	285,71	85,71	300	150
BLP	8000	380,95	114,29	400	200

3. Preliminary Balok Kantilever

Panjang bentang balok adalah 2330 mm , dengan mutu baja BjTS 420 B (f_y 420 Mpa), maka:

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai } h \text{ min balok} &= \frac{l}{8} \\
 h \text{ min} &= \frac{2330}{8}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= 291,25 \text{ mm} \\
 \text{Nilai } b_{\min} &= 0,3 \times h_{\min} \\
 b_{\min} &= 0,3 \times 291,25 \text{ mm} \\
 b_{\min} &= 145,63 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tinggi dan lebar balok Ba1 yang direncanakan adalah 300 x 150 mm, dengan direncanakan B1 dengan tulangan longitudinal BJTS D22, dan tulangan transversal BjTS D13, selimut beton 40 mm. Dilakukan cek kontrol terhadap Batasan tulangan sesuai dengan pasal 18.6.2, sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_s &= 12,736 \times \sqrt{1,043} \\
 &= 13,007 \text{ mm} \\
 d_b &= 12,736 \times \sqrt{2,985} \\
 &= 22,004 \text{ mm} \\
 d &= h - \text{selimut beton} - d_s - d_b/2 \\
 d &= 300 - 40 - 13,007 - 22,004/2 \\
 &= 236 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan pasal 2847:2019 diisyaratkan bentang bersih (l_n) balok harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif balok.

$$\begin{aligned}
 l_n &= L - \frac{c_1}{2} - \frac{c_2}{2} \\
 &= 2330 - \frac{700}{2} - \frac{200}{2} \\
 &= 1880 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$l_n \geq 4 d$$

$$1880 \geq 944 \quad \text{OK}$$

Lebar penampang balok harus memenuhi ketentuan minimum yaitu terkecil dari 0,3 h atau 250 mm.

$$\begin{aligned}
 b &\geq 250 \text{ mm} \\
 500 \text{ mm} &\geq 250 \text{ mm} \quad \text{OK} \\
 b &\geq 0,3 h \\
 300 \text{ mm} &\geq 0,3 \times 800 \text{ mm} \\
 300 \text{ mm} &\geq 240 \text{ mm} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Dimensi kolom direncanakan untuk mempertuimbangkan beban rencana, syarat struktural, dan factor desain terkait. Berikut merupakan data-data yang digunakan dalam merencanakan dimensi kolom.

Tipe Kolom : K1
 Tinggi Kolom : 4200 mm
 Bentang Balok : 8000 mm
 h B1 : 600 mm
 b B1 : 300 mm
 Mutu Beton : f'_c 30 Mpa
 Mutu Tulangan (f_y) : 420 mm

Dimensi kolom yang direncanakan.

b : 700 mm

h : 700 mm

$$\frac{1}{12} \times \frac{b}{4200} \times h^3 \geq \frac{1}{12} \times \frac{b}{8000} \times 600^3$$

$$h^4 \geq 64800000000$$

$$h \geq 504,538$$

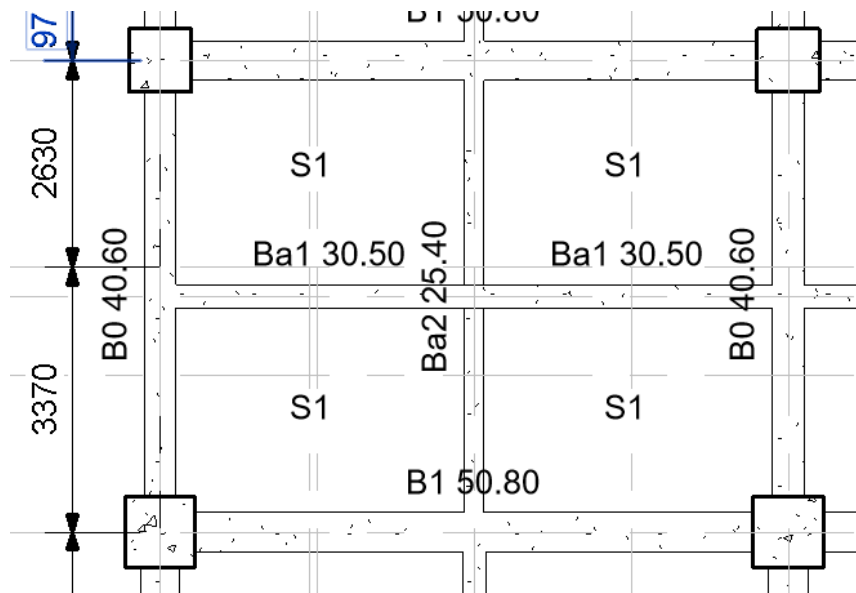
Jadi, h pakai untuk kolom 700 x 700 mm

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Desain Geometri Kolom

Tipe Kolom	Tinggi (mm)	h rencana (mm)	b rencana (mm)
K1	4200	700	700
K2	4200	600	600
K3	4200	500	500
KL	4200	500	300
KT1	4200	400	250
KT2	4200	300	300

4.2.3. Preliminary Pelat Lantai

Dalam merencanakan desain ketebalan pelat lantai digunakan acuan SNI 2847:2019 pasal 7.3.1. Ketentuan ini menetapkan persyaratan ketebalan pelat lantai minimum sesuai dengan standar keamanan struktur, Berikut data perencanaan yang digunakan dalam merencanakan pelat lantai.



Gambar 4. 3 Rencana Struktur Pelat Lantai

Tipe Pelat	: S1
Mutu Beton (f'_c)	: 30 Mpa
Mutu Tulangan (f_y)	: 420 Mpa
L_y	: 4000 mm
L_x	: 3000 mm
L_n	: 4000 – (300 x 500)
	: 3200 mm
S_n	: 3000 – (250 x 350)
	: 2400 mm
B	: L_n/S_n
	: 3200/2400
	: 1,33
Jenis Pelat	: L_y / L_x
	: 4000/3000
	: 1,333 < 2,5 (Pelat dua arah)
Menghitung rasio kekakuan balok B1 (500 x 800)	
Rencana tebal pelat, h_f	: 130 mm
b balok, b_w	: 500 mm
h balok	: 800 mm

$$hb, (h-hf) : 670 \text{ mm}$$

$$be, (bw + 2hb \leq bw + 8hf) : 1840 \leq 1540$$

$$\text{Sehingga nilai } be : 1540$$

Berdasarkan data perencanaan diatas maka inersia balok, berdasarkan persamaan berikut:

$$I \text{ balok} = K \frac{bw \times h^3}{12}$$

Untuk nilai K didapatkan dengan persamaan berikut :

$$K = \frac{1 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{hf}{hw})(4 - 6(\frac{hf}{hw}) + 4(\frac{hf}{hw})^2) + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{hf}{hw})^3}{1 + (\frac{be}{bw} - 1)(\frac{hf}{hw})}$$

$$K = \frac{1 + (\frac{1540}{500} - 1)(\frac{130}{800})(4 - 6(\frac{130}{800}) + 4(\frac{130}{800})^2) + (\frac{1540}{500} - 1)(\frac{130}{800})^3}{1 + (\frac{1540}{500} - 1)(\frac{130}{800})}$$

$$K = \frac{2,061117}{1,338}$$

$$K = 1,5405$$

Sehingga, untuk persamaan I balok sebagai berikut:

$$\begin{aligned} I \text{ balok B1} &= 1,540 \frac{500 \times 800^3}{12} \\ &= 32863665262 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Nilai I pelat didapatkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} I \text{ pelat} &= \frac{1}{12} b \times t^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 3000 \times 130^3 \\ &= 4225000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Rasio kekakuan balok terhadap pelat dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{I_b}{I_p} \\ &= \frac{32863665262}{4225000} \\ &= 7778,4 \end{aligned}$$

Menghitung rasio kekakuan balok Ba1(300 x 500)

$$\text{Rencana tebal pelat, hf} : 130 \text{ mm}$$

$$b \text{ balok, bw} : 300 \text{ mm}$$

$$h \text{ balok} : 500 \text{ mm}$$

$$hb, (h-hf) : 370 \text{ mm}$$

$$be, (bw + 2hb \leq bw + 8hf) : 1040 \leq 1340$$

$$\text{Sehingga nilai } be : 1040$$

Untuk nilai K didapatkan dengan persamaan berikut :

$$K = \frac{1 + \left(\frac{1040}{300} - 1\right)\left(\frac{130}{500}\right)\left(4 - 6\left(\frac{130}{800}\right) + \left(4\frac{130}{500}\right)^2 + \left(\frac{1040}{300} - 1\right)\left(\frac{130}{500}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{1040}{300} - 1\right)\left(\frac{130}{800}\right)}$$

$$K = \frac{2,76607}{1,6413}$$

$$K = 1,6853$$

Sehingga, untuk persamaan I balok sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I \text{ balok Ba1} &= 1,6853 \frac{300 \times 500^3}{12} \\ &= 5266439222 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Nilai I pelat didapatkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I \text{ pelat} &= \frac{1}{12} b x t^2 \\ &= \frac{1}{12} x 4000 x 130^2 \\ &= 5633333,333 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Rasio kekakuan balok terhadap pelat dengan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{Ib}{Ip} \\ &= \frac{5266439222}{5633333,333} \\ &= 934,87 \end{aligned}$$

Menghitung rasio kekakuan balok Ba2(250 x 400)

$$\text{Rencana tebal pelat, hf} : 130 \text{ mm}$$

$$b \text{ balok, bw} : 250 \text{ mm}$$

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

$$hb, (h-hf) : 270 \text{ mm}$$

$$be, (bw + 2hb \leq bw + 8hf) : 790 \leq 1290$$

$$\text{Sehingga nilai } be : 790$$

Untuk nilai K didapatkan dengan persamaan berikut :

$$K = \frac{1 + \left(\frac{790}{250} - 1\right)\left(\frac{130}{400}\right)\left(4 - 6\left(\frac{130}{400}\right) + \left(4\frac{130}{400}\right)^2 + \left(\frac{790}{250} - 1\right)\left(\frac{130}{400}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{790}{250} - 1\right)\left(\frac{130}{400}\right)}$$

$$K = \frac{2,78775}{1,702}$$

$$K = 1,6379$$

Sehingga, untuk persamaan I balok sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I \text{ balok Ba2} &= 1,638 \frac{250 \times 400^3}{12} \\ &= 2183899273 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Nilai I pelat didapatkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I \text{ pelat} &= \frac{1}{12} b \times t^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 4000 \times 130^3 \\ &= 5633333,333 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Rasio kekakuan balok terhadap pelat dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{I_b}{I_p} \\ &= \frac{2183899273}{5633333,333} \\ &= 387,67 \end{aligned}$$

Menghitung rasio kekakuan balok B0 (350 x 600)

Rencana tebal pelat, hf	: 130 mm
b balok, bw	: 350 mm
h balok	: 600 mm
hb, (h-hf)	: 470 mm
be, (bw + 2hb ≤ bw + 8hf)	: 1290 ≤ 1290
Sehingga nilai be	: 1290

Untuk nilai K didapatkan dengan persamaan berikut :

$$K = \frac{1 + \left(\frac{1290}{350} - 1\right)\left(\frac{130}{600}\right)\left(4 - 6\left(\frac{130}{600}\right) + 4\left(\frac{130}{600}\right)^2 + \left(\frac{1290}{350} - 1\right)\left(\frac{130}{600}\right)^3\right)}{1 + \left(\frac{1290}{350} - 1\right)\left(\frac{130}{600}\right)}$$

$$K = \frac{2,78775}{1,702}$$

$$K = 1,6379$$

Sehingga, untuk persamaan I balok sebagai berikut :

$$\begin{aligned} I \text{ balok B0} &= 1,704 \frac{350 \times 600^3}{12} \\ &= 10738154775 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Nilai I pelat didapatkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 I_{\text{pelat}} &= \frac{1}{12} b x t^3 \\
 &= \frac{1}{12} x 3000 x 130^3 \\
 &= 4225000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Rasio kekakuan balok terhadap pelat dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}
 \alpha_1 &= \frac{I_b}{I_p} \\
 &= \frac{10738154775}{4225000} \\
 &= 2541,6
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 5 Data nilai α pada pelat S1

Penampang	K Balok	I Balok	I Pelat	α
B1	1,5404	32863665262	4225000	7778,382
Ba1	1,6853	5266439222	5633333,333	934,871
Ba2	1,6379	2183899273	5633333,333	387,674
B0	1,705	10738154775	4225000	2541,575

$$\begin{aligned}
 \alpha_{fm} &= \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} \\
 \alpha_{fm} &= \frac{7778,382 + 934,871 + 387,674 + 2541,575}{4} \\
 \alpha_{fm} &= 2910,6
 \end{aligned}$$

Karena nilai α_{fm} didapatkan $2910,6 > 2$, maka digunakan persamaan berikut untuk menentukan pelat tipe S1.

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \\
 h_{\min} &= \frac{3200 \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9 x 1,333} \\
 &= 73,333
 \end{aligned}$$

$$h_{\min \text{ hitung}} = 73,333 \text{ mm}$$

$$h_{\min \text{ aturan}} = 90 \text{ mm}$$

$$h_{\text{rencana}} = 130 \text{ mm}$$

Tabel 4. 6 Rekapitulasi geometri pelat lantai

Jenis	Lx	Ly	Tebal Rencana Pelat	Lokasi
S1	3000	4000	130	Pelat Lantai
S1K	2330	4000	130	Pelat Lantai
S2	3000	4000	150	Pelat Atap
S2K	1900	4000	150	Pelat Atap
S3	2700	3600	130	Pelat Atap Lift

4.3. Analisis Pembebanan Portal

Dalam perencanaan struktur sebagai Langkah awal yang dilakukan dengan melakukan perencanaan terhadap pembebanan yang bekerja pada struktur bangunan tersebut. Perencanaan pembebanan mencakup beban mati, hidup, angin dan gempa sesuai dengan SNI 1727:2020.

4.3.1. Beban Mati

Perencanaan beban mati untuk perencanaan ini mencakup berat komponen struktur itu sendiri termasuk beban mati tambahan seperti beban dinding serta beban merata pada lantai. Ketentuan pembebanan mati tersebut sesuai dengan ketentuan SNI 1727:2020, dengan rincian sebagai berikut.

1. Beban Mati Lantai 2 – 5

Tebal pelat lantai	= 0,13 m
Tebal spesi	= 0,02 m
Tebal keramik	= 0,01 m
Beban mati tambahan	
Beban keramik	= 24 kg/m ²
Beban spesi	= 44 kg/m ²
Beban plafond & penggantung	= 18 kg/m ²
Beban ME	= 20 kg/m ²
Beban plumbing	= 10 kg/m ²
Total	= 116 kg/m ²

Input SAP 2000 = 150 kg/m^2

Beban pada dinding = 120 kg/m^2

2. Beban Lantai Atap

Tebal pelat atap = 0,15 m

Beban mati tambahan

Beban plafond + penggantung = 18 kg/m^2

Beban *waterproofing* = 5 kg/m^2

Beban ME = 20 kg/m^2

Beban plumbing = 10 kg/m^2

Beban air hujan, $t = 3 \text{ cm}$ = 30 kg/m^2

Total = 83 kg/m^2

3. Beban Lantai Kantilever Lantai 2 – Lantai Atap

Tebal spesi = 0,025 m

Beban mati tambahan

Plesteran dan acian = 55 kg/m^2

Beban plafond + penggantung = 18 kg/m^2

Beban plumbing = 10 kg/m^2

Beban ME = 20 kg/m^2

Beban lapisan *waterproofing* = 5 kg/m^2

Total = 108 kg/m^2

4.3.2. Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada Rumah Sakit Umum An Ni'mah, Banyumas sesuai ketentuan SNI 1727:2020, yang mencakup nilai beban fungsional bangunan, aktivitas manusia, dan seluruh benda yang bergerak didalamnya.

Fungsi = Rumah sakit

Lantai 2-5 = 250 kg/m^2

Lantai Atap = 100 kg/m^2

4.3.3. Beban Angin

Penentuan beban angin untuk perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum An Ni'mah berdasarkan pada SNI 1727:2020, Adapun tahapan dalam perencanaan menentukan beban angin sebagai berikut:

1. Menentukan Kecepatan Angin Dasar (V)

Berdasarkan SNI 1727:2020, kecepatan angin desain ditentukan berdasarkan kecepatan angin maksimum di wilayah Wangon, Kabupaten Banyumas yang didapatkan pada data klimatologi, dengan tekanan angin sebagai berikut.



Gambar 4. 4 Kecepatan Angin Dasar Kabupaten Banyumas

Kecepatan angin tertinggi dari website BMKG didapatkan kecepatan angin tertinggi yaitu 4 km/jam, sehingga didapatkan nilai V sebesar 1,11 m/s.

2. Menentukan Faktor Arah Angin

Faktor arah angin didapatkan dengan mengacu pada SNI 1727:2020 tabel 26.6.1, faktor arah angin (K_d) ditentukan berdasarkan jenis system penahan beban pada bangunan sebesar 0,85.

3. Menentukan Kondisi Eksposure

Berdasarkan SNI 1727:2020 pasal 26.7.2 pada kondisi proyek Gedung Rumah Sakit Umum An Ni'mah yang berada pada kondisi kekerasan golongan B yang berada pada daerah perkotaan, dan pada pasal 26.7.3 tinggi atap rata-rata ≤ 30 ft atau 9,1 m, maka termasuk kedalam klasifikasi exposure B

4. Menentukan Faktor Topografi (K_{ZT})

Sesuai dengan persyaratan SNI 1727:2020 gambar 26.8.1 syarat topografi pada kondisi bangunan tidak memenuhi persyaratan, seperti tidak terdapat bukit dan tebing, sehingga nilai faktor topografi/ K_{zt} bernilai 1.

5. Faktor Elevasi Permukaan Tanah (Ke)

Berdasarkan pasal 26.9 SNI 1727:2020 penentuan nilai Ke diambil 1 untuk seluruh elevasi permukaan tanah, namun bisa mengacu pada tabel 26.9.1 berdasarkan kerapatan massa udara.

6. Menentukan Exposure Tekanan Velositas, Kz atau Kh

Sesuai dengan ketentuan SNI 1727:2020 pasal 26.10-1, penentuan nilai exposure tekanan velositas (Kz) dengan mempertimbangkan profil ketinggian bangunan dan konstanta exposure terkait, dengan persamaan berikut :

$$Z \text{ (Ketinggian bangunan)} = 25,4$$

$$Z_g \text{ (Tabel 26.11.1)} = 365,76$$

$$\alpha = 7$$

$$\begin{aligned} K_z &= 2,01 \times \left(\frac{Z}{Z_g} \right) \times \left(\frac{2}{\alpha} \right) \\ &= 2,01 \times \frac{25,4}{365,76} \times \frac{2}{7} \\ &= 0,938 \end{aligned}$$

7. Menentukan Tekanan Velositas

Berdasarkan pasal 26.10.2 tekanan kecepatan angin pada suatu titik ketinggian (Z) diatas permukaan tanah ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} q_h = q_z &= 0,613, K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \\ &= 0,613 \times 0,938 \times 1 \times 0,85 \times 1,111^2 \\ &= 0,603 \text{ N/m}^2 \\ &= 0,0006 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan pasal 27.1.5 nilai beban angin maksimal didapatkan sebesar 0,77 atau $< 0,77 \text{ kN/m}^2$

$$q_z < 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$0,0006 \text{ kN/m}^2 < 0,77 \text{ kN/m}^2$$

8. Menentukan Efek Hembusan Angin (G)

Berdasarkan SNI 1727:2020 pasal 26.2 nilai faktor hembusan angin ditentukan sebesar 0,85.

9. Klasifikasi Ketertutupan

Sesuai dengan dengan SNI 1727:2020 pasal 26.12 bangunan Rumah Sakit Umum An Ni'mah ini termasuk kedalam klasifikasi bangunan tertutup.

10. Koefesien Tekanan Internal (GCpi)

Koefesien tekanan internal (GCpi) dapat ditentukan berdasarkan SNI 1727:2020 pasal 26.13 tabel 26.13.1 klasifikasi bangunan tertutup koefesien tekanan internal ditentukan sebesar -0,81.

11. Koefesien Tekanan Eksternal, Cp atau Cn

Berdasarkan SNI 1727:2020 gambar 27.3-1 koefesien tekanan pada dinding pada sisi angin datang, pergi, dan tepi.

$$\begin{aligned} L/B &= 24/39,95\text{m} \\ &= 1,67 \end{aligned}$$

$$\text{Dinding sisi angin datang (Cp)} = 0,8$$

$$\text{Dinding sisi angin pergi (Cp)} = -0,3$$

$$\text{Dinding tepi (Cp)} = -0,7$$

12. Tekanan Angin (p) dari permukaan Gedung

Tekanan angin dari permukaan Gedung ditentukan dengan persamaan sesuai dengan SNI 1727:2020 pasal 27.3.1.

$$P = q \times G \times C_p - q_i (GC_{pi})$$

Dinding sisi angin datang

$$\begin{aligned} P &= 0,77 \times 0,85 \times 0,8 - 0,0006 \times -0,81 \\ &= 0,524 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dinding sisi angin pergi

$$\begin{aligned} P &= 0,77 \times 0,85 \times -0,3 - 0,0006 \times -0,81 \\ &= -0,196 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Dinding sisi angin tepi/samping

$$\begin{aligned} P &= 0,77 \times 0,85 \times -0,7 - 0,0006 \times -0,81 \\ &= -0,458 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.3.4. Beban Gempa

Analisis pembebanan gempa pada Gedung Rumah Sakit Umum An Ni'mah Banyumas ini sesuai dengan ketentuan standar SNI 1726:2019, analisis dilakukan untuk mendapatkan respon spektrum pada daerah tempat proyek tersebut kemudian hasil diinputkan menggunakan SAP 2000, untuk mendapatkan hasil keamanan struktur sesuai dengan standar. Berikut hal yang ditentukan dalam menganalisis pembebanan gempa sebagai berikut:

1. Kategori Risiko Bangunan

Berdasarkan tabel 3 pada SNI 1726:2019, ditetapkan fungsi bangunan sebagai fasilitas yang esensial yang beroperasi pasca gempa bumi. bangunan yang ditinjau berupa jenis fasilitas Kesehatan atau rumah sakit termasuk kedalam kategori risiko IV.

2. Analisis faktor keutamaan gempa

Berdasarkan tabel 4 SNI 1726:2019 bangunan gedung rumah sakit atau fasilitas kesehatan dengan factor keutamaan gempa sebesar 1,50.

3. Klasifikasi situs

Dasar dalam penetapan klasifikasi situs ini berdasarkan pada data uji tanah, berikut data hasil uji SPT yang digunakan sebagai penentuan dasar kelas situs:

Tabel 4. 7 Hasil Uji SPT

No	Kedalaman	T (m)	N (SPT)	N' T/N
1	0-2	2	-	-
2	4	2	14	0,143
3	6	2	17	0,118
4	8	2	16	0,125
5	10	2,5	37	0,068
6	12,5	2,5	42	0,06
7	15	2,5	28	0,089
8	17,5	2,5	18	0,139
9	20	2,5	20	0,125
10	22,5	2,5	21	0,119
11	25	2,5	23	0,109
12	27,5	2,5	25	0,1
13	30	2,5	29	0,086

No	Kedalaman	T (m)	N (SPT)	N' T/N
Σ		30	290	1,28

$$\begin{aligned}
 N \text{ rata-rata} &= \frac{\Sigma N'}{\Sigma T} \\
 &= \frac{1,28}{30} \\
 &= 23,443
 \end{aligned}$$

Maka berdasarkan tabel klasifikasi situs pasal 5.3 SNI 1726:2019 tergolong kedalam tanah sedang (SD)

- Parameter percepatan gempa maksimum (MCE_R) digunakan untuk menentukan nilai S_s dan S_1 . Nilai tersebut merujuk pada SNI 1726:2019 dari peta maupun dari website respon desain. Berdasarkan tempat Rumah Sakit Umum An Ni'mah yang berlokasi daerah Banyumas mendapatkan nilai $S_s = 0,8771$ dan $S_1 = 0,415$.

Results: Tabel dibawah ini merupakan Parameter untuk membuat Grafik Desain Spektra Indonesia:

Kelas	SD - Tanah Sedang	$T_0(\text{detik})$	$T_s(\text{detik})$	$S_{ds}(g)$	$S_{d1}(g)$
		0.16	0.78	0.67	0.52

Rentang $T(s)$ Value: 6

PGA MCEG 0.3999 (g) bedrock

S_s MCEr 0.8771 (g) bedrock

S_1 MCEr 0.4150 (g) bedrock

TL 20 Detik

Save

Gambar 4. 5 Parameter Percepatan Gempa

- Nilai Koefesien Situs

Nilai koefesien situs F_a dan F_s didapatkan pada tabel 6 dan 7 SNI 1726:2019 sebagai berikut:

Gambar 4. 6 Koefisien Situs Fv

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

Nilai S_1 dari hasil tabel didapatkan : 0,4 dan 0,5

Nilai kelas situs FV : 1,9 dan 1,8

Fv : $1,9 + \frac{0,415-0,4}{0,5-0,4} \times (1,8 - 1,9)$
: 1,979

Gambar 4. 7 Koefesien Situs Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ 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	$SS^{(a)}$					

Nilai S_s dari hasil tabel didapatkan : 0,75 dan 1

Nilai kelas situs Fa : 1,2 dan 1,1

Fa : $1,2 + \frac{0,8771-0,75}{1-0,75} \times (1,8 - 1,9)$
: 1,138

6. Menentukan Nilai Parameter Respon spectral dan Spektral Desain

Parameter percepatan periode respon spectral ditentukan dengan nilai periode pendek (SMS) dan periode detik (SM1) sesuai dengan pasal 6.2 dengan persamaan berikut:

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

$$= 1,138 \times 0,877$$

$$= 0,998$$

$$S_{m1} = F_v \times S_1$$

$$= 1,979 \times 0,415$$

$$= 0,821$$

Percepatan spektral desain ditentukan dengan nilai priode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik S_{D1} sesuai dengan pasal 6.3, dengan persemaan berikut:

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

$$= \frac{2}{3} 0,998$$

$$= 0,665$$

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

$$= \frac{2}{3} 0,821$$

$$= 0,547$$

7. Menentukan Nilai Kategori Desain Seismik

Berdasarkan hasil analisis didapatkan nilai S_{D1} 0,547 dan S_{DS} 0,665 sehingga berdasarkan SNI 1726:2019 tabel 8 dan 9 dikategorikan desain seismik D.

Tabel 4. 8 Tabel Kategori Resiko S_{D1}

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

Tabel 4. 9 Tabel Kategori Resiko 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

8. Analisis Spektrum Respon Desain

Analisis respon desain ini mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.8, persamaan perhitungan analisis sebagai berikut :

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

Dimana nilai T dan T₀ didapatkan dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times \frac{SD_1}{SD_s} \\ &= 0,2 \times \frac{0,547}{0,665} \\ &= 0,165 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \frac{SD_1}{SD_s} \\ &= \frac{0,547}{0,665} \\ &= 0,823 \end{aligned}$$

9. Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismic yang digunakan pada proyek Rumah Sakit umum A Ni'mah ini menggunakan beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai dengan SNI 1726:2019 tabel 12.2.1 dengan parameter sebagai berikut :

Koefesien modifikasi Respon (R) = 8

Faktor kuat lebih (Ω) = 3

Faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5,5

10. Menentukan Nilai Periode Getar (T)

Analisa periode getar sesuai dengan aturan SNI 1726:2019 pasal 7.8.2 sesuai dengan persamaan berikut:

Menentukan nilai periode minimum (T_{min})

$$T_{a \text{ Min}} = C_t \times H_n^x$$

Dimana

$$C_t = 0,0466 \text{ (Tabel 18)}$$

$$H_n = 23,7$$

$$X = 0,9$$

$$T_{a \text{ Min}} = 0,0466 \times 23,7^{0,9}$$

$$= 0,8047 \text{ detik}$$

Menentukan nilai periode maksimum (T max)

$$T_{a \text{ max}} = C_u \times T_{\text{min}}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 17)}$$

$$\begin{aligned} T_{a \text{ max}} &= 1,4 \times 0,8047 \\ &= 1,1266 \text{ detik} \end{aligned}$$

4.4. Analisis Pembebanan Atap

Elemen gording berfungsi sebagai tumpuan bagi penutup atap, di mana seluruh beban terpusat maupun beban merata dari atap akan diteruskan ke sistem rangka kuda-kuda, berikut analysis pembebanan struktur atap

Data profil CNP 125.50.20.3,2

$$A = 125 \text{ mm}$$

$$B = 50 \text{ mm}$$

$$C = 20 \text{ mm}$$

$$t = 3,2 \text{ mm}$$

$$\text{Section Area} = 7,807 \text{ cm}^2$$

$$\text{Berat (W)} = 6,13 \text{ kg/m}$$

$$C_x = 0 \text{ cm}$$

$$C_y = 1,68 \text{ cm}$$

$$L_x = 181 \text{ cm}^4$$

$$L_y = 26,6 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 4,82 \text{ cm}$$

$$i_y = 1,85 \text{ cm}$$

$$Z_x = 29 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 8,02 \text{ cm}^3$$

1. Analisis Pembebanan Gording

Beban mati

$$\text{Beban penutup atap} = 5 \times 1,1 = 5,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban sendiri gording} = 6,13 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat trackstang} = 10\% \times 6,13 = 0,613 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 12,243 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plafond \& penggantung (18kg/m}^2\text{)} = 18 \times 1,1 = 19,8 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$\text{Beban hidup pekerja} = 100 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hujan luasan} &= 40 - 0,8 a \\ &= 40 - 0,8 \times 10 \\ &= 32 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hujan merata} &= 3,2 \times 1,1 \\ &= 35,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban angin

$$\begin{aligned} \text{Angin tekan} &= 0,02 a - 0,4 \\ &= 0,02 \times 10 - 0,4 \\ &= -0,2 \end{aligned}$$

$$\text{Angin hisap} = -0,4$$

$$\begin{aligned} \text{Beban angin tekan (Wt)} &= -0,2 \times 30 \times 1,1 \\ &= -6,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban angin hisap (Wh)} &= -0,4 \times 30 \times 1,1 \\ &= -13,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Momen Akibat Pembebanan Gording

Beban mati (D)

$$q = 12,243 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_x &= q \sin a \\ &= 12,243 \sin 10 \\ &= 2,126 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_y &= q \cos a \\ &= 12,243 \cos 10 \\ &= 12,057 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$M_x = 1/8 \times q_y \times L^2$$

$$= 0,125 \times 12,057 \times 16$$

$$= 24,114 \text{ kgm}$$

$$M_y = 1/8 \times q_y \times L^2$$

$$= 0,125 \times 2,126 \times 16$$

$$= 4,252 \text{ kgm}$$

Beban hidup (L)

$$\text{Beban hidup pekerja (P)} = 100 \text{ kg}$$

$$P_x = P \sin a$$

$$= 100 \sin 10$$

$$= 17,365 \text{ kg/m}$$

$$P_y = P \cos a$$

$$= 100 \sin 10$$

$$= 98,480 \text{ kgm}$$

$$M_x = \frac{1}{4} \times p_y \times L$$

$$= 0,25 \times 98,480 \times 4$$

$$= 98,481 \text{ kgm}$$

$$M_y = \frac{1}{4} \times p_x \times L$$

$$= 0,25 \times 17,365 \times 4$$

$$= 17,365 \text{ kgm}$$

Beban hidup air hujan (qa)

$$q_a = 35,2 \text{ kg/m}$$

$$q_{ax} = q_a \sin a$$

$$= 35,2 \sin 10$$

$$= 6,112 \text{ kg/m}$$

$$q_{ay} = q_a \cos q$$

$$= 35,2 \cos 10$$

$$= 34,665 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{1}{4} q_{ay} L$$

$$= 0,25 \times 34,665 \times 4$$

$$= 34,665 \text{ kgm}$$

$$M_y = \frac{1}{4} q_{ax} L$$

$$= 0,25 \times 6,11 \times 4$$

$$= 6,11 \text{ kgm}$$

Beban angin (W)

Angin tekan

$$qW_t = -6,6 \text{ kg/m}$$

$$qW_{tx} = 0 \text{ kg/m}$$

$$qW_{ty} = qW_t = -6,6 \text{ kg/m}$$

$$M_x = 1/8 \times qW_{ty} \times L^2$$

$$= 0,13 \times -6,6 \times 16$$

$$= -13,20 \text{ kgm}$$

$$M_y = 1/8 \times qW_{ty} \times L^2$$

$$= 0,13 \times 0 \times 16$$

$$= 0 \text{ kgm}$$

Angin hisap

$$qW_h = -13,2 \text{ kg/m}$$

$$qW_{hx} = 0 \text{ kg/m}$$

$$qW_{hy} = -13,2 \text{ kg/m}$$

$$M_x = 1/8 \times qW_{ty} \times L^2$$

$$= 0,13 \times -13,2 \times 16$$

$$= -26,4 \text{ kgm}$$

$$M_y = 1/8 \times qW_{ty} \times L^2$$

$$= 0,13 \times 0 \times 16$$

$$= 0, \text{kgm}$$

Tabel 4. 10 Tabel hasil perhitungan momen

Momen	Beban (kgm)				
	Mati (D)	Hidup		Angin	
		Pekerja (L)	Hujan (H)	Tekan	Hisap
Mx	24,114	98,481	34,665	-13,20	-26,40
My	17,365	17,365	6,112	0,00	0,00

3. Kombinasi Pembebanan Gording

$$U = 1,4D$$

$$\begin{aligned} U_x &= 1,4 \times 24,114 \\ &= 33,76 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_y &= 1,4 \times 17,365 \\ &= 24,311 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 H$$

$$\begin{aligned} U_x &= 1,2 \times 24,114 + 1,6 \times 98,481 + 0,5 \times 34,665 \\ &= 203,84 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_y &= 1,2 \times 17,365 + 1,6 \times 17,365 + 0,5 \times 6,112 \\ &= 51,678 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$U = 1,2D + 1,6H + 0,5W$$

$$\begin{aligned} U_x &= 1,2 \times 24,114 + 1,6 \times 34,665 + 0,5 \times -13,20 \\ &= 77,801 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_y &= 1,2 \times 17,365 + 1,6 \times 6,112 + 0,5 \times 0,00 \\ &= 30,618 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$U = 1,2D + 1W + 1L + 0,5W$$

$$\begin{aligned} U_x &= 1,2 \times 24,114 + 1 \times -13,20 + 1 \times 98,481 + 0,5 \times 34,665 \\ &= 131,55 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_y &= 1,2 \times 17,365 + 1 \times 0,00 + 1 \times 17,365 + 0,5 \times 6,112 \\ &= 41,259 \text{ kgm} \end{aligned}$$

4.5. Analisis Struktur

4.5.1. Analisis Struktur Portal

Setelah melakukan perhitungan preliminary struktur, berikutnya dilakukan analisis struktur dengan menggunakan software SAP 2000, analisis ini bertujuan untuk memastikan keamanan struktur bangunan. Berikut pemodelan pada struktur RSUD An Ni'mah:

1. Analisis Jumlah Ragam / Partisipasi Masa

Sesuai dengan aturan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1 bertujuan untuk memenuhi persyaratan jumlah ragam getar alami dalam desain struktur. Mengacu pada

standar tersebut dengan mengisyaratkan akumulasi partisipasi massa ragam harus mencapai 90% pada setiap arah lateral atau horizontal ortogonal. Berikut hasil partisipasi masa gedung RSUD An Ni'mah:

Tabel 4. 11 Jumlah Ragam / Partisipasi Massa

Step Num	Period	Ux (Unitless)	UY (Unitless)	UZ (Unitless)	SumUX (Unitless)	SumUY (Unitless)
1	7,391	0,00272	5,564E-11	3,751E-11	0,00272	5,564E-11
2	7,391	0,000004	1,339E-14	6,033E-13	0,00272	5,565E-11
3	7,391	0,000012	3,259E-13	8,855E-13	0,00273	5,598E-11
4	7,391	6,292E-07	2,244E-14	8,87E-13	0,00273	5,6E-11
5	7,391	0,0000046	1,643E-12	1,821E-13	0,00274	5,764E-11
6	7,391	5,406E-07	7,654E-14	1,436E-12	0,00274	5,772E-11
7	7,391	0,0000027	4,751E-13	9,557E-12	0,00274	5,819E-11
8	1,213	0,00017	0,80364	0,0000111	0,00291	0,80364
9	1,090	0,69182	0,0000006	0,0000036	0,69472	0,80364
10	1,041	0,12603	0,00123	1,629E-07	0,82075	0,80487
11	0,349	0,00011	0,11729	1,144E-07	0,82086	0,92216
12	0,324	0,09142	0,00015	0,0000313	0,91228	0,92232

Berdasarkan hasil analisis partisipasi massa, struktur aman dan telah memenuhi syarat lebih dari 90% pada sumbu X sebesar 91,22 % dan sumbu Y 92,23%.

2. Analisis Perbandingan Geser Statis dan Dinamis

Sesuai dengan persyaratan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1 gaya geser dari hasil analisis dinamik (V_t) harus kurang 100% dari gaya geser dasar statik ekuivalen (V). Apabila didapatkan nilai (V) kurang dari nilai (V_t) maka, wajib mengalikan gaya tersebut wajib mengalikan dengan faktor pengali V/V_t agar memenuhi kriteria desain. Didapatkan hasil perbandingan gaya geser statis dan dinamis sebagai berikut:

Tabel 4. 12 Perbandingan Geser Statis dan Dinamis

Base Shear	Dinamik (VD) Geser dasar (kN)	Statik (V_s) Geser Dasar (kN)	Faktor Skala V_s/VD	Kontrol ($VD \geq 100\% V_s$)
Arah x	3525,53	3487,22	0,98913	OK
Arah y	3556,08	3487,22	0,98064	OK

3. Simpangan Antar Lantai / Story Drift

Berdasarkan ketentuan dalam SNI 1726:2019 pasal 7.12.1 simpangan antar tingkat desain (Δ), tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a), besarnya nilai simpangan tingkat izin ditentukan berdasarkan kategori risiko dan jenis sistem struktur yang digunakan sesuai dengan tabel 20 pada SNI 1726:2019.

Berikut merupakan hasil analisis pada SAP 2000 simpangan antar lantai arah x dan y :

Tabel 4. 13 Simpangan Lantai Arah x (Δ_x)

Lantai	Hsx (mm)	dx (mm)	Δ_x (mm)	Δ_a (ijin) (mm)	Kontrol $\Delta_x < \Delta$ ijin
Rooftop	4000	0,0404	0,0264	100	OK
Lantai 5	4200	0,0356	0,0382	105	OK
Lantai 4	4200	0,0286	0,0495	105	OK

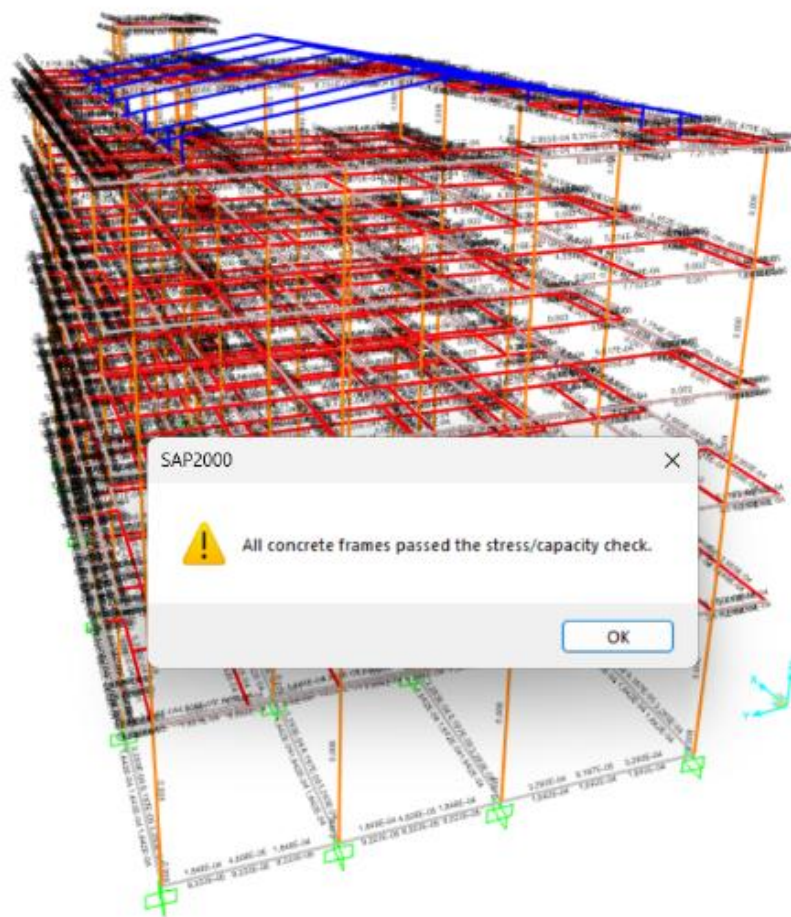
Lantai	Hsx (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	Δa (ijin) (mm)	Kontrol $\Delta x < \Delta$ ijin
Lantai 3	4200	0,0196	0,0547	105	OK
Lantai 2	5000	0,0097	0,0531	125	OK
Dasar	0	0	0	0	0

Tabel 4. 14 Simpangan Lantai Arah y (Δy)

Lantai	Hsx (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	Δa (ijin) (mm)	Kontrol $\Delta x < \Delta$ ijin
Rooftop	4000	0,0548	0,0398	100	OK
Lantai 5	4200	0,0476	0,0553	105	OK
Lantai 4	4200	0,0375	0,0682	105	OK
Lantai 3	4200	0,0251	0,0772	105	OK
Lantai 2	5000	0,0120	0,0658	125	OK
Dasar	0	0	0	0	0

4. Analisis Rasio Struktur

Analisis rasio struktur pada software SAP 2000 bertujuan untuk memastikan bahwa setiap elemen struktur memiliki kapasitas yang cukup untuk menahan beban yang bekerja. Pada analisis ini SAP akan mengevaluasi rasio pada setiap elemen struktur, pada perencanaan struktur ini dihasilkan mendekati atau kurang dari 1,0 sehingga elemen struktur dinyatakan aman dan memenuhi kriteria desain yang berlaku.



Gambar 4. 8 Hasil Rasio Penampang Portal

Dari hasil analisa struktur di atas terdapat beberapa perbedaan dengan preliminary design untuk memenuhi syarat kapasitas. Desain balok, kolom, dan pelat yang memenuhi syarat kapasitas dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 15 Rekapitulasi Balok

Tipe	L (mm)	h rencana (mm)	b rencana (mm)	h pakai (mm)	b pakai (mm)	Cek 1 $L_n \geq 4d$	Cek 2 $b \geq 0,3h;$ 250mm	Cek 3 $b \geq C2;$ 0,75C1
B0	6000	400	200	600	400	OK	OK	OK
B1	8000	600	300	800	500	OK	OK	OK
B2	3700	300	150	450	300	OK	OK	OK
BL	3600	300	150	400	250	OK	OK	OK
BT	3750	400	200	400	200	OK	OK	OK
Ba1	8000	400	200	500	300	OK	OK	OK

Tipe	L (mm)	h rencana (mm)	b rencana (mm)	h pakai (mm)	b pakai (mm)	Cek 1 $L_n \geq 4d$	Cek 2 $b \geq 0,3h;$ 250mm	Cek 3 $b \geq C2;$ 0,75C1
Ba2	6000	300	150	400	250	OK	OK	OK
BLP	8000	400	200	400	250	OK	OK	OK
BK1	2330	300	150	800	500	OK	OK	OK
BK2	750	200	100	500	300	OK	OK	OK
BK3	2050	300	150	600	400	OK	OK	OK
BLK	1370	200	100	400	250	OK	OK	OK

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Kolom

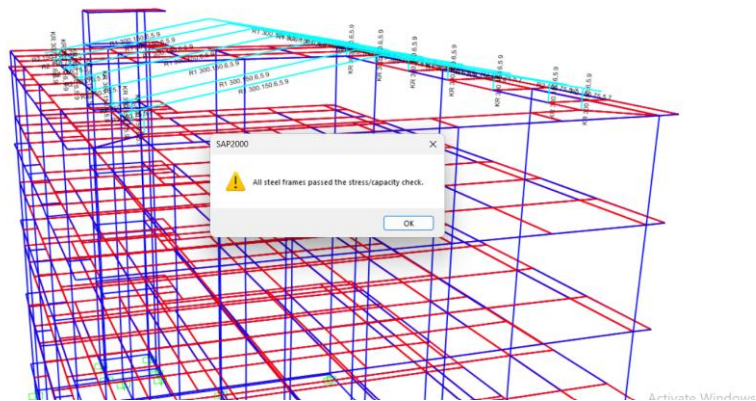
Tipe	Tinggi (mm)	h rencana (mm)	b rencana (mm)	h pakai (mm)	b pakai (mm)	Cek syarat <i>strong column weak beam</i> (I kolom > I balok)
K1	4200	700	700	900	900	OK
K2	4200	600	600	800	800	OK
K3	4200	500	500	500	500	OK
KL	4200	500	300	500	300	OK
KT1	4200	400	250	400	250	OK
KT2	4200	300	300	300	300	OK

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Pelat

Jenis	Lx	Ly	Tebal Pelat Rencana	Tebal Pelat Pakai	Lokasi
S1	3000	4000	130	130	Pelat Lantai
S1K	2330	4000	130	130	Pelat Lantai
S2	3000	4000	150	150	Pelat Atap
S2K	1900	4000	150	150	Pelat Atap
S3	2700	3600	130	130	Pelat Atap Lift

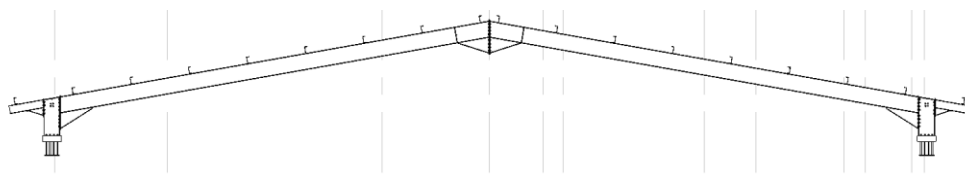
4.5.2. Analisis Struktur Atap Baja

Berdasarkan hasil pengecekan kapasitas (*stress/capacity check*) menggunakan SAP2000, seluruh elemen struktur baja yang direncanakan telah memenuhi syarat kekuatan. Penampang yang dipilih mampu menahan beban-beban yang bekerja sesuai dengan kombinasi pembebanan yang ditentukan

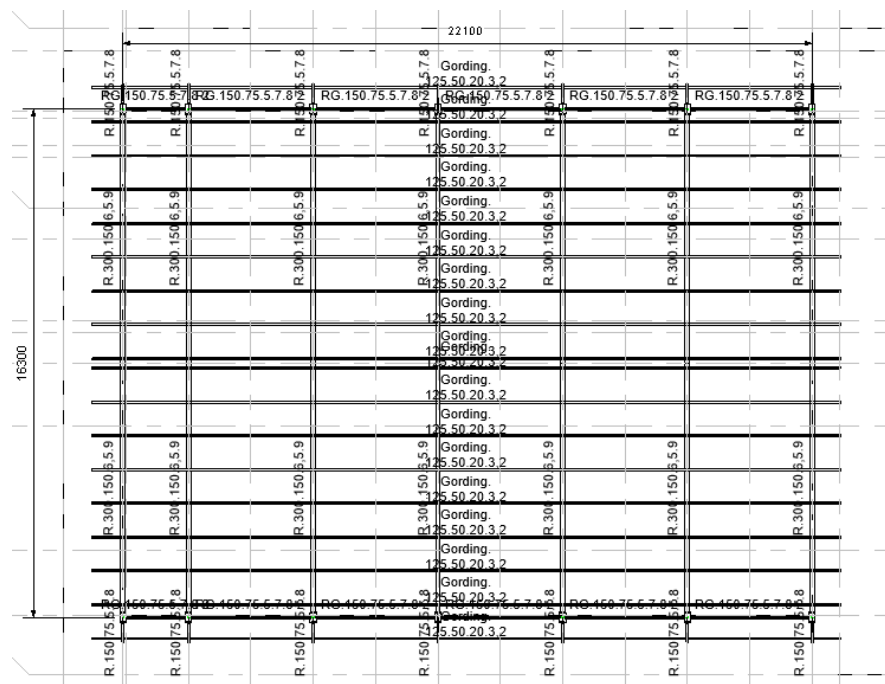


Gambar 4. 9 Hasil Penampang Rasio Struktur Atap

4.6. Perhitungan Struktur Rangka Atap Baja



Gambar 4. 10 Struktur Rencana Atap Baja



Gambar 4. 11 Denah Atap Baja

Perencanaan struktur atap baja pada proyek RSU An Ni'mah menggunakan atap baja konvensional single beam. Analisis perhitungan ini mencakup

komponen struktur yang meliputi gording, ikatan angin, trekstang, regel, balok rafter dan sambungan. Analisis tersebut mengacu pada SNI 1720:2019 dan PPRUG 1987, Adapun standar teknis perencanaan sebagai berikut:

1. Data Perencanaan

Bentang Kuda-kuda	= 17,95 m
Sudut Kemiringan	= 10°
Jarak Antar Kuda-Kuda	= 4 m
Tinggi Kuda-Kuda	= 1,4415 m
Jarak Gording	= 1,1 m
Gording	= CNP 125.50.20.3,2
Berat Gording	= 6,13 kg/m
Tekanan Tiup	= 30 kg/m ²
Jenis Penutup Atap	= UPVC Thinwall
Berat Penutup Atap	= 5 kg/m
Mutu Baja	= BJ 37
Fy	= 240 Mpa
Fu	= 370 Mpa
Modulus Elastisitas	= 200000 Mpa

4.6.1. Perencanaan Gording

Data profil CNP 125.50.20.3,2

A	= 125 mm
B	= 50 mm
C	= 20 mm
t	= 3,2 mm
Section Area	= 7,807 cm ²
Berat (W)	= 6,13 kg/m
Cx	= 0 cm
Cy	= 1,68 cm
Lx	= 181 cm ⁴
Ly	= 26,6 cm ⁴

$$i_x = 4,82 \text{ cm}$$

$$i_y = 1,85 \text{ cm}$$

$$Z_x = 29 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 8,02 \text{ cm}^3$$

1. Cek Kelangsingan Penampang

Klasifikasikan penampang sayap gording (λ) SNI 1729:2019

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{50}{3,2} = 15,625$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 10,97\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_r &= 1,00 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 28,868\end{aligned}$$

Karena : $\lambda_p < \lambda_f < \lambda_r$ (termasuk penampang non kompak)

Klasifikasikan penampang badan gording (λ) SNI 1729:2019

$$\begin{aligned}H_1 &= H - 2t \\ &= 125 - 2 \times 3,2 \\ &= 118,6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_w &= \frac{H_1}{t} = \frac{118,6}{3,2} \\ &= 37,063\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_p &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\ &= 108,542\end{aligned}$$

$$\lambda_r = 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 5,7 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 164,545$$

Karena : $\lambda_w < \lambda_p < \lambda_r$ (termasuk penampang kompak)

2. Kontrol Momen Terhadap Momen Nominal

Kapasitas tahanan momen sayap:

$$M_{nx} = Z_x \times f_y$$

$$= 29 \times 2400$$

$$= 69600 \text{ kg/cm}$$

$$= 696 \text{ kg/m} > 203,839 \dots (\text{OK})$$

$$M_{ny} = Z_y \times f_y$$

$$= 8,02 \times 2400$$

$$= 19248 \text{ kg/cm}$$

$$= 192,48 \text{ kg/m} > 51,678 \dots (\text{OK})$$

3. Kontrol Lendutan

Data perencanaan:

$$E = 200000 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$I_x = 181 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 26,6 \text{ cm}^4$$

Akibat beban mati:

$$F_x = \frac{5}{384} \times \frac{qx}{E} \times \frac{L^4}{I_y}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{0,021}{200000} \times \frac{25600000000^4}{26,6}$$

$$= 0,133 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{5}{384} \times \frac{qy}{E} \times \frac{L^4}{I_x}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{0,121}{200000} \times \frac{25600000000^4}{181}$$

$$= 0,111$$

Akibat beban hidup:

$$\begin{aligned} F_x &= \frac{1}{48} \times \frac{P_x}{E} \times \frac{l^3}{l_y} \\ &= \frac{1}{48} \times \frac{17,365}{200000} \times \frac{64000000}{26,6} \\ &= 0,435 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_y &= \frac{1}{48} \times \frac{P_y}{E} \times \frac{l^3}{l_x} \\ &= \frac{1}{48} \times \frac{17,365}{200000} \times \frac{64000000}{181} \\ &= 0,363 \end{aligned}$$

Lendutan kombinasi:

$$F_x \text{ total} = 0,133 + 0,435 = 0,568 \text{ cm}$$

$$F_y \text{ total} = 0,111 + 0,363 = 0,474 \text{ cm}$$

4. Syarat Lendutan

$$f \text{ ijin} = \frac{L}{360} = \frac{400}{360} = 1,111$$

$$\begin{aligned} f \text{ timbul} &= \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \\ &= \sqrt{0,323 + 0,224} \\ &= 0,740 \end{aligned}$$

$$f \text{ ijin} > f \text{ timbul}$$

$$1,111 > 0,740 \dots (\text{OK})$$

Karena $f \text{ ijin}$ lebih besar dari $f \text{ timbul}$, maka profil CNP 125.50.20.3,2 dapat digunakan.

4.6.2. Perencanaan Trekstang

Dari hasil perhitungan gording diperoleh:

$$q_x = 2,126 \text{ kg/m}$$

$$P_x = 17,365 \text{ kg/m}$$

$$L_x = 4 \text{ m}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$f_u = 370 \text{ MPa}$$

Maka, pembebanan trekstang dapat dihitung dengan rumus:

$$P \text{ total} = (q_x \times l_x) + P_x$$

$$= (2,126 \times 4) + 17,365$$

$$= 25,869 \text{ kg}$$

Dimensi trekstang:

$$F_n = \frac{P_{Total}}{\sigma} = \frac{25,869}{1600} = 0,016 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = 125\% \times f_n = 125\% \times 0,016 = 0,020 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2, \text{ dimana:}$$

$$d = \sqrt{\frac{4f_{br}}{\pi}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \times 0,020}{\pi}}$$

$$= 0,160 \text{ cm}$$

$$= 1,604 \text{ mm}$$

Maka dipasang batang tarik Ø8 mm.

4.6.3. Perencanaan Ikatan Angin/Bracing

Dari data perencanaan, diketahui Panjang setengah bentang kuda-kuda 8,98 m dengan tambahan overstek 0,8 m. Maka, jarak miring kuda-kuda dapat dihitung dengan rumus:

$$\text{Jarak miring kuda-kuda} = \frac{\text{Setengah bentang kuda-kuda}}{\cos \alpha}$$

$$= \frac{8,98}{0,985}$$

$$= 9,114 \text{ m}$$

$$P = \text{beban angin} \times \text{jarak miring}$$

$$= 26,4 \times 9,114$$

$$= 240,6$$

$$\Sigma H = 0 \quad \rightarrow N_x = P$$

$$\rightarrow N \cos \beta = P$$

$$\rightarrow N = \frac{P}{\cos \beta} = \frac{240,6}{0,985} = 244,31 \text{ kg}$$

$$F_n = \frac{N}{\sigma} = \frac{244,31}{1600} = 0,153 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = 125\% \times f_n = 125\% \times 0,153 = 0,191 \text{ cm}^2$$

$$F_{br} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2, \text{ dimana:}$$

$$\begin{aligned} d &= \sqrt{\frac{4fbr}{\pi}} \\ &= \sqrt{\frac{4 \times 0,191}{\pi}} \\ &= 0,493 \text{ cm} \\ &= 4,929 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, batang tarik yang dipakai adalah Ø8 mm.

4.6.4. Perencanaan Kuda-Kuda atau Rafter

Data perencanaan:

Jarak gording	= 1,1 m
Bentang kuda-kuda	= 17,95 m
Tinggi kuda-kuda	= 1,442 m
Sudut kemiringan	= 10°
BJ 37	
f_y	= 240 MPa
f_u	= 370 MPa
f_r	= 70 MPa
Modulus elastisitas	= 200000
Poisson, U	= 0,3

Rangka kuda-kuda menerima beban rencana yang harus diperhitungkan agar rangka baja memenuhi syarat keamanan struktur berdasarkan SNI 03-1729-2002, diantaranya:

1) Beban Mati

Beban setengah dari jarak gording:

Berat gording	$= 6,13 \times 4 \times 0,5$	= 12,26 kg
Berat atap UPVC Thinwall	$= 5 \times 4 \times 0,55$	= 11 kg
Berat plafond	$= 18 \times 4 \times 0,55$	= 39,6 kg
Berat total (P1)		= 62,86 kg

Beban 1 buah gording:

Berat gording	$= 6,13 \times 4 \times 1$	$= 12,26 \text{ kg}$
Berat atap UPVC Thinwall	$= 5 \times 4 \times 1,1$	$= 11 \text{ kg}$
Berat plafond	$= 18 \times 4 \times 1,1$	$= 39,6 \text{ kg}$
Berat total (P2)		$= 62,86 \text{ kg}$

Beban 2 buah gording:

Berat gording	$= 6,13 \times 4 \times 2$	$= 49,04 \text{ kg}$
Berat atap UPVC Thinwall	$= 5 \times 4 \times 2,2$	$= 44 \text{ kg}$
Berat plafond	$= 18 \times 4 \times 2,2$	$= 158,4 \text{ kg}$
Berat total (P3)		$= 251,44 \text{ kg}$

2) Beban Hidup

Menurut SNI 1727:2019, beban hidup pada rangka atap sebesar 100 kg/m² dengan memperhitungkan beban pekerja, material, dan alat pemeliharaan.

3) Beban Angin

Rangka kuda-kuda menerima beban angin tekan (Wt) dan beban angin hisap (Wh). Berdasarkan PPIUG 1983, beban angin pada atap dihitung menggunakan rumus:

Angin tekan (Wt)

$$\begin{aligned}
 &= (0,02 \times \alpha - 0,4) \times \text{tekanan tiup} \times L \times \text{tinggi kuda-kuda} \\
 &= (0,02 \times 10 - 0,4) \times 30 \times 4 \times 1,442 \\
 &= -34,596 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Wt horizontal

$$\begin{aligned}
 &= Wt \times \sin \alpha \\
 &= -34,596 \times \sin 10 \\
 &= -6,008 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Wt vertikal

$$= Wt \times \cos \alpha$$

$$= -34,596 \times \cos 10$$

$$= -34,07 \text{ kg}$$

Angin hisap (Wh)

$$= -0,4 \times \text{tekanan tiup} \times L \times \text{tinggi kuda-kuda}$$

$$= -0,4 \times 30 \times 4 \times 1,442$$

$$= -69,192 \text{ kg}$$

Wt horizontal

$$= Wt \times \sin \alpha$$

$$= -69,192 \times \sin 10$$

$$= -12,015 \text{ kg}$$

Wt vertikal

$$= Wt \times \cos \alpha$$

$$= -69,192 \times \cos 10$$

$$= -68,141 \text{ kg}$$

Agar struktur rangka kuda-kuda mampu menahan beban atap secara merata, maka analisis gaya kuda-kuda perlu dilakukan untuk menahan gaya tarik, serta mencegah keruntuhan akibat momen lentur dan gaya aksial. Berdasarkan SNI 03-1729-2002, analisis gaya kuda-kuda single beam dihitung dengan tahapan berikut.

- 1) Kontrol tegangan balok rafter IWF 300.150.6,5.9 (L = 8,3011m)

Direncanakan menggunakan IWF 300.150.6,5.9

$$A = 46,78 \text{ cm}^2$$

$$g = 36,7 \text{ kg/m}$$

$$d = 300 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$r = 13 \text{ mm}$$

$$h = 256 \text{ mm}$$

$$i_x = 12,4 \text{ cm}$$

$$i_y = 3,29 \text{ cm}$$

$$t_w = 6,5 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$I_x = 7210 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 508 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 481 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 67,7 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 522,077 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 104,229 \text{ cm}^3$$

Dari SAP2000 diperoleh:

$$P_u = 73,824 \text{ kN}$$

$$M_u = 29,717 \text{ kN/m}$$

$$V_u = 17,715 \text{ kN}$$

Aksi kolom:

Panjang tekuk untuk jepit-jepit, $k_c = 0,65$

$$L_k = L \times k_c$$

$$= 830,11 \times 0,65$$

$$= 539,57 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y}$$

$$= \frac{539,572}{3,29}$$

$$= 164 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i_x}$$

$$= \frac{539,572}{12,4}$$

$$= 43,51 \text{ cm}$$

$\lambda_y > \lambda_x$ (tekuk terhadap sumbu y)

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{L_k}{i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E_s}}$$

$$= \frac{1}{\pi} \times \frac{539,572}{3,29} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}$$

$$= 1,81 > 1,2$$

Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.2, jika $\lambda_c > 1,2$, maka:

$$\omega = 1,25 \times \lambda_c^2$$

$$= 1,25 \times 1,81^2$$

$$= 4,08$$

$$P_n = A_g \times \frac{f_y}{\omega}$$

$$= 4678 \times \frac{240}{4,08}$$

$$= 274867 \text{ N}$$

$$= 274,867 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{73,824}{0,85 \times 274,867}$$

$$= 0,32 < 0,2 \text{ (SNI 03-1729-2002 Pasal 7.4.3.3)}$$

Aksi balok:

$$\frac{b}{2tf} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

$$\frac{P_u}{\phi \times f_y \times A_g} = \frac{7382,4}{0,9 \times 240 \times 4678} = 0,007 < 0,125$$

Maka:

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \times \left(1 - \frac{2,75}{\phi b} \times \frac{P_u}{N_y} \right)$$

$$= \frac{1680}{\sqrt{240}} \times (1 - 2,75 \times 0,007)$$

$$= 106,26$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$= \frac{256}{6,5}$$

$$= 39,385$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang Kompak)

$$\begin{aligned}
L_p &= 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\
&= 1,76 \times 3,29 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
&= 167,154 \text{ cm} \\
&= 1,672 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
J &= \sum \frac{1}{3} \times b \times t^3 \\
&= \left(\frac{1}{3} \times (2 \times (150 \times 9^3) + (150 - 9 \times 6,5^3)) \right) \\
&= 85807,4
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
X1 &= \frac{\pi}{S_x} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}} \\
&= \frac{\pi}{481000} \times \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 85807,4 \times 4678}{2}} \\
&= 11708,9
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_w &= \frac{I_y \times h^2}{4} \\
&= \frac{508 \times 90000}{4} \\
&= 11430000 \\
&= 11,43 \cdot 10^6
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
X2 &= 4 \times \frac{I_w}{I_y} \times \left(\frac{S_x}{G \times J} \right)^2 \\
&= 4 \times \frac{11430000}{5080000} \times \left(\frac{481000}{80000 \times 85807,375} \right)^2 \\
&= 4,42 \cdot 10^{-8}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_r &= \frac{r_y \times X1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + X2 (f_y - f_r)^2} \\
&= \frac{32,9 \times 11708,9}{(240 - 70)} \sqrt{1 + 4,42 \cdot 10^{-8} (240 - 70)^2}
\end{aligned}$$

$$= 3205,15 \text{ mm}$$

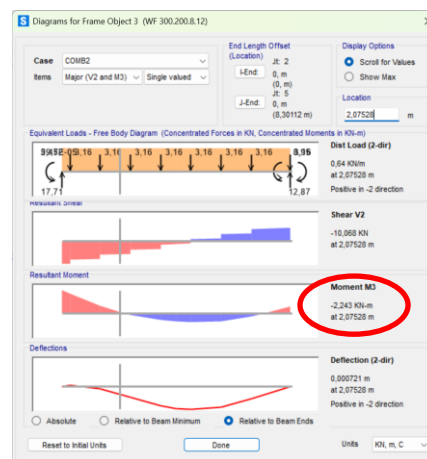
$$= 3,21 \text{ m}$$

$L > L_r$, maka:

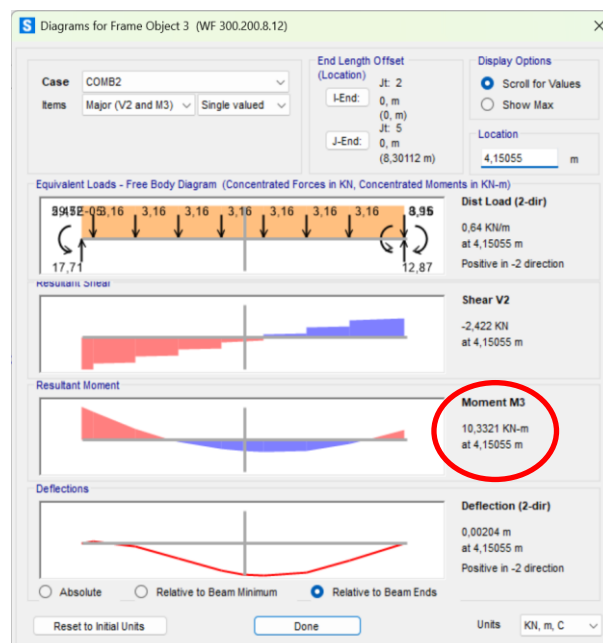
$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

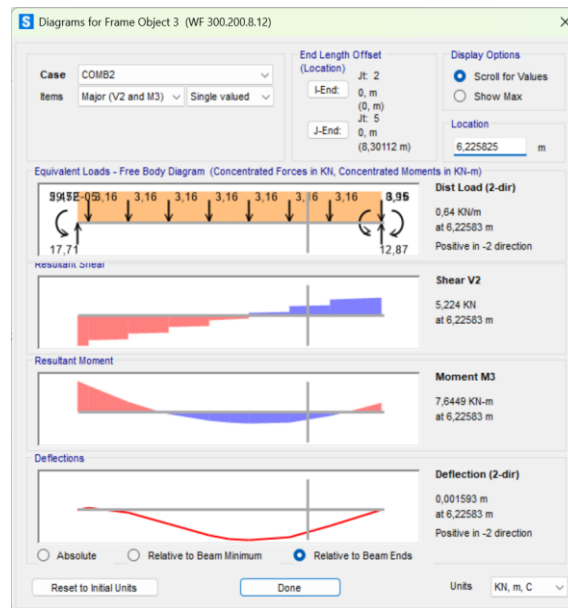
Dari hasil analisis SAP2000, diperoleh:



Gambar 4. 12 Momen $\frac{1}{4}$ bentang pada rafter IWF 300.200.8.12



Gambar 4. 13 Momen $\frac{1}{2}$ bentang pada rafter IWF 300.200.8.12



Gambar 4. 14 Momen $\frac{3}{4}$ bentang pada rafter IWF 300.200.8.12

MA = 2,243 kNm (Momen $\frac{1}{4}$ bentang)

MB = 10,332 kNm (Momen $\frac{1}{2}$ bentang)

MC = 7,645 kNm (Momen $\frac{3}{4}$ bentang)

$$C_b = \frac{12,5 \times 29,717}{2,5 \times 29,717 + 6,729 + 41,328 + 22,935} = 2,557$$

Karena $C_b > 2,3$, maka dipakai $C_b = 2,3$ (SNI 03-1729-2002)

$$M_{cr} = C_b \times \frac{\pi}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J} + \frac{\pi \times E^2}{L} \times I_y \times I_w$$

$$M_{cr} = 2,3 \times \frac{\pi}{8301,1} \times \sqrt{200000 \times 5080000 \times 80000 \times 85807,4} + \frac{\pi \times 200000^2}{8301,1} \times 5080000 \times 11430000$$

$$M_{cr} = 72,725 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = M_n = 72,725 \text{ kNm}$$

$$Z_x = 2 \times \left(150 \times 9 \times \frac{300-9}{2} \right) + 2 \times \left(6,5 \times \frac{300-2 \times 9}{2} \times \frac{300-2 \times 9}{4} \right) = 522077 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \times f_y \\
 &= 522077 \times 240 \\
 &= 125,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$M_n > M_p$, maka dipakai $M_n = M_p = 125,3 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 125,3 \\
 &= 112,77 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Perbesaran momen;

$$\frac{KL}{rx} = \frac{0,65 \times 830,11}{12,4} = 43,514$$

$$\begin{aligned}
 C_m &= 0,6 - 0,4 \times \frac{M_1}{M_2} \\
 &= 0,6 - 0,4 \times \frac{10,332}{29,717} \\
 &= 0,46
 \end{aligned}$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \times E \times A_g}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2}$$

$$\begin{aligned}
 N_{el} &= \frac{\pi^2 \times 200000 \times 4678}{(43,514)^2} \\
 &= 4880,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta_b &= \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{N_{el}}} \\
 &= \frac{0,46}{1 - \frac{73,824}{4880,7}} \\
 &= 0,468 < 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= \delta_b \times M_{max} \\
 &= 1 \times 29,717 \\
 &= 29,717 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{2 \times \phi \times N_n} + \frac{M_{ux}}{\phi \times M_p} \leq 1$$

$$\frac{73,824}{2 \times 0,85 \times 274,87} + \frac{29,717}{0,85 \times 125,3} \leq 1$$

$$0,437 \leq 1 \text{ (Memenuhi)}$$

Kontrol geser:

$$\begin{aligned}\frac{h}{tw} &\leq 1,1 \times \sqrt{\frac{Kn \times E}{fy}} \\ \frac{256}{6,5} &\leq 1,1 \times \sqrt{\frac{5,33 \times 200000}{240}} \\ 39,385 &\leq 73,294\end{aligned}$$

Dimana:

$$\begin{aligned}Kn &= 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \\ &= 5 + \frac{5}{\left(\frac{1000}{256}\right)^2} \\ &= 5,33\end{aligned}$$

a adalah stiffner dengan jarak 100 cm.

Maka, nilai gaya geser nominal:

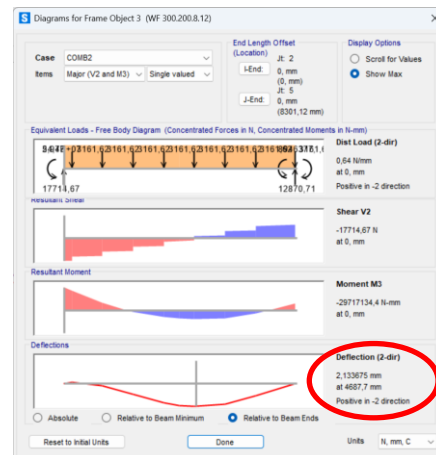
$$\begin{aligned}V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \\ &= 0,6 \times fy \times d \times tw \\ &= 0,6 \times 240 \times 300 \times 6,5 \\ &= 280800 \text{ N} \\ &= 280,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek syarat gaya geser nominal (V_n):

$$\begin{aligned}\phi V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 280,8 &\geq 17,715 \\ 252,72 &\geq 17,715 \text{ (Memenuhi)}\end{aligned}$$

Kontrol lendutan kuda-kuda berdasarkan SNI 03-1729-2002:

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{ijin}} &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{8301,1}{240} \\ &= 34,588 \text{ mm} \\ &= 3,459 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 15 Deflection Rafter IWF 300.200.8.12

Lendutan max yang terjadi dari hasil analisis SAP2000 adalah 2,134 cm. Karena Δ max sebesar 2,134 lebih kecil dari Δ ijin sebesar 3,459 cm, maka profil memenuhi syarat batas lendutan. Profil IWF 300.200.8.12 aman digunakan karena memenuhi syarat.

2) Kontrol tegangan balok rafter IWF 150.75.5.7 ($L = 0,8123$ m)

Data IWF 150.75.5.7 sebagai berikut.

$$A = 17,85 \text{ cm}^2$$

$$g = 14,0 \text{ kg/m}$$

$$d = 150 \text{ mm}$$

$$b = 75 \text{ mm}$$

$$r = 8 \text{ mm}$$

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

$$i_x = 6,11 \text{ cm}$$

$$i_y = 1,66 \text{ cm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$t_f = 7 \text{ mm}$$

$$I_x = 666 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 49,5 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 88,8 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 13,2 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 98,195 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 20,538 \text{ cm}^3$$

Dari SAP2000 diperoleh:

$$P_u = 0,236 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,312 \text{ kN/m}$$

$$V_u = 1,678 \text{ kN}$$

Aksi kolom:

Panjang tekuk untuk jepit-jepit, $k_c = 0,65$

$$L_k = L \times k_c$$

$$= 81,23 \times 0,65$$

$$= 52,80 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y}$$

$$= \frac{52,78}{6,11}$$

$$= 8,64 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i_x}$$

$$= \frac{52,8}{6,11}$$

$$= 8,64 \text{ cm}$$

Karena $\lambda_y > \lambda_x$, maka penampang tekuk terhadap sumbu y.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{L_k}{i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E_s}}$$

$$= \frac{1}{\pi} \times \frac{52,8}{1,66} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}$$

$$= 0,35$$

Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.2, jika $0,25 < \lambda_c < 1,2$, maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,35}$$

$$= 1,05$$

$$P_n = A_g \times \frac{f_y}{\omega}$$

$$= 1785 \times \frac{240}{1,05}$$

$$= 408961 \text{ N}$$

$$= 408,96 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{0,236}{0,85 \times 408,96}$$

$$= 0,00068 < 0,2 \text{ (SNI 03-1729-2002 Pasal 7.4.3.3)}$$

Aksi balok:

$$\frac{b}{2tf} = \frac{75}{2 \times 7} = 5,36$$

$$\frac{P_u}{\phi \times f_y \times A_g} = \frac{23,6}{0,9 \times 240 \times 1785} = 0,0001 < 0,125$$

Maka:

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \times \left(1 - \frac{2,75}{\phi b} \times \frac{P_u}{N_y} \right)$$

$$= \frac{1680}{\sqrt{240}} \times (1 - 2,75 \times 0,0001)$$

$$= 108,43$$

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$= \frac{120}{5}$$

$$= 24$$

Karena $\lambda < \lambda_p$, maka diasumsikan penampang kompak.

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 1,66 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 84,339 \text{ cm}$$

$$= 0,843 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} J &= \sum \frac{1}{3} \times b \times t^3 \\ &= \left(\frac{1}{3} \times (2 \times (75 \times 7^3) + (75 - 7 \times 5^3)) \right) \\ &= 19983,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X1 &= \frac{\pi}{Sx} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}} \\ &= \frac{\pi}{88800} \times \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 19983,3 \times 1785}{2}} \\ &= 18906,4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{I_y \times h^2}{4} \\ &= \frac{49,5 \times 22500}{4} \\ &= 278438 \\ &= 0,28 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X2 &= 4 \times \frac{I_w}{I_y} \times \left(\frac{Sx}{G \times J} \right)^2 \\ &= 4 \times \frac{278438}{495000} \times \left(\frac{88800}{80000 \times 19983,3} \right)^2 \\ &= 0,69 \cdot 10^{-8} \end{aligned}$$

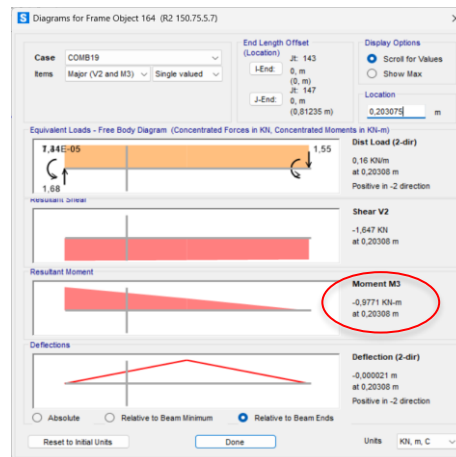
$$\begin{aligned} Lr &= \frac{ry \times X1}{(fy - fr)} \sqrt{1 + X2 (fy - fr)^2} \\ &= \frac{32,9 \times 11708,9}{(240 - 70)} \sqrt{1 + 0,69 \cdot 10^{-8} (240 - 70)^2} \\ &= 2610,93 \text{ mm} \\ &= 2,61 \text{ m} \end{aligned}$$

$L < Lp$, maka:

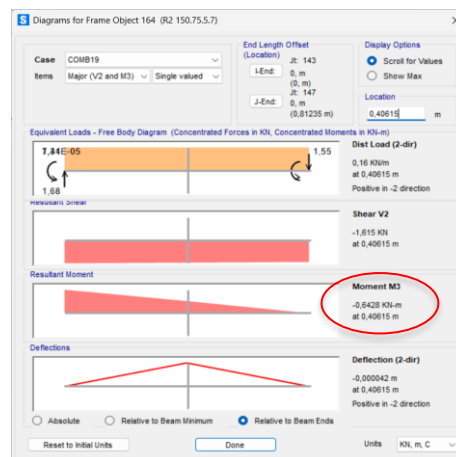
$$Mn = Mp$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

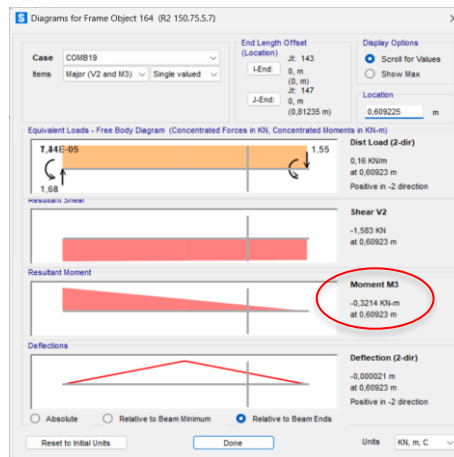
Dari SAP2000, diperoleh:



Gambar 4. 16 Momen $\frac{1}{4}$ Bentang Rafter IWF 150.75.5.7



Gambar 4. 17 Momen $\frac{1}{2}$ Bentang Rafter IWF 150.75.5.7



Gambar 4. 18 Momen $\frac{3}{4}$ Bentang Rafter IWF 150.75.5.7

MA = 0,977 kNm (Momen $\frac{1}{4}$ bentang)

MB = 0,643 kNm (Momen $\frac{1}{2}$ bentang)

MC = 0,321 kNm (Momen $\frac{3}{4}$ bentang)

$$C_b = \frac{12,5 \times 1,312}{2,5 \times 1,312 + 2,931 + 2,571 + 0,964}$$

$$= 1,682$$

Karena $C_b < 2,3$, maka dipakai $C_b = 1,682$ (SNI 03-1729-2002)

$$M_{cr} = C_b \times \frac{\pi}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J} + \frac{\pi \times E^2}{L} \times I_y \times I_w$$

$$M_{cr} = 1,682 \times \frac{\pi}{812,3} \times \sqrt{200000 \times 495000 \times 80000 \times 19983,3} +$$

$$\frac{\pi \times 200000^2}{812,3} \times 495000 \times 278438$$

$$M_{cr} = 81,902 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = M_n = 81,902 \text{ kNm}$$

$$Z_x = 2 \times \left(75 \times 7 \times \frac{150-7}{2} \right) + 2 \times \left(5 \times \frac{150-2 \times 7}{2} \times \frac{150-2 \times 7}{4} \right)$$

$$= 98195 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 98195 \times 240$$

$$= 23,567 \text{ kNm}$$

Karena $M_n = M_p$, maka dipakai $M_n = 23,567 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9 \times 23,567 \\ &= 21,210 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Perbesaran momen;

$$\frac{KL}{rx} = \frac{0,65 \times 81,23}{6,11} = 8,645$$

$$\begin{aligned}C_m &= 0,6 - 0,4 \times \frac{M_1}{M_2} \\ &= 0,6 - 0,4 \times \frac{0,643}{1,312} \\ &= 0,40\end{aligned}$$

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \times E \times Ag}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2}$$

$$\begin{aligned}N_{el} &= \frac{\pi^2 \times 200000 \times 1785}{(8,645)^2} \\ &= 47221,6 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_b &= \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{N_{el}}} \\ &= \frac{0,46}{1 - \frac{0,236}{47221,6}} \\ &= 0,404 < 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ux} &= \delta_b \times M_{max} \\ &= 1 \times 1,312 \\ &= 1,312 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{N_u}{2 \times \phi \times N_n} + \frac{M_{ux}}{\phi \times M_p} &\leq 1 \\ \frac{0,236}{2 \times 0,85 \times 408,961} + \frac{1,312}{0,85 \times 23,567} &\leq 1 \\ 0,066 &\leq 1 \text{ (Memenuhi)}\end{aligned}$$

Kontrol geser:

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \times \sqrt{\frac{K_n \times E}{f_y}}$$

$$\frac{120}{5} \leq 1,1 \times \sqrt{\frac{5,44 \times 200000}{240}}$$

$$24 \leq 74,039$$

Dimana:

$$K_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$$= 5 + \frac{5}{\left(\frac{40,615}{120}\right)^2}$$

$$= 5,44$$

a adalah stiffener dengan jarak 40,615 cm.

Maka, nilai gaya geser nominal:

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w$$

$$= 0,6 \times f_y \times d \times t_w$$

$$= 0,6 \times 240 \times 150 \times 5$$

$$= 108000 \text{ N}$$

$$= 108 \text{ kN}$$

Cek syarat gaya geser nominal (V_n):

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 108 \geq 1,678$$

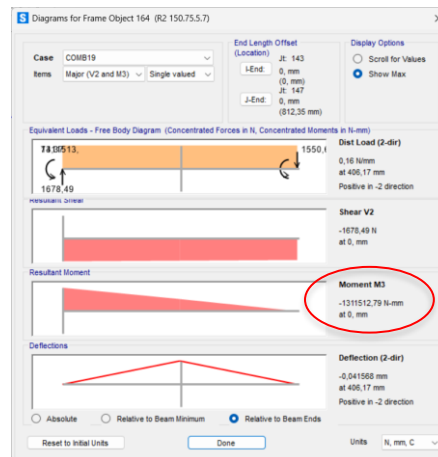
$$97,2 \geq 1,678 \text{ (Memenuhi)}$$

Kontrol lendutan kuda-kuda berdasarkan SNI 03-1729-2002:

$$\Delta \text{ ijin} = \frac{L}{240}$$

$$= \frac{812,3}{240}$$

$$= 3,385 \text{ mm}$$



Gambar 4. 19 Deflection Rafter 150.75.5.7

Lendutan max yang terjadi dari hasil analisis SAP2000 adalah 0,042 mm. Karena Δ max sebesar 0,042 mm lebih kecil dari Δ ijin sebesar 3,385 mm, maka profil memenuhi syarat batas lendutan. Profil IWF 150.75.5.7 aman digunakan karena memenuhi syarat.

3) Kontrol tegangan kolom rafter IWF 300.150.6,5.9 ($L = 0,8$ m)

Direncanakan menggunakan IWF 300.150.6,5.9

$$A = 46,78 \text{ cm}^2$$

$$g = 36,7 \text{ kg/m}$$

$$d = 300 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$r = 13 \text{ mm}$$

$$h = 256 \text{ mm}$$

$$i_x = 12,4 \text{ cm}$$

$$i_y = 3,29 \text{ cm}$$

$$t_w = 6,5 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm}$$

$$I_x = 7210 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 508 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 481 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 67,7 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 522,077 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 104,229 \text{ cm}^3$$

Dari SAP2000 diperoleh:

$$P_u = 32,153 \text{ kN}$$

$$M_u = 28,29 \text{ kN/m}$$

$$V_u = 69,656 \text{ kN}$$

Aksi kolom:

Panjang tekuk untuk jepit-jepit, $k_c = 0,65$

$$L_k = L \times k_c$$

$$= 80 \times 0,65$$

$$= 52 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y}$$

$$= \frac{52}{3,29}$$

$$= 15,81 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i_x}$$

$$= \frac{52}{12,4}$$

$$= 4,9 \text{ cm}$$

Karena $\lambda_y > \lambda_x$, maka penampang tekuk terhadap sumbu y.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{L_k}{i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E_s}}$$

$$= \frac{1}{\pi} \times \frac{52}{3,29} \times \sqrt{\frac{240}{200000}}$$

$$= 0,17$$

Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.2, jika $\lambda_c < 0,25$ maka $\omega = 1$.

$$P_n = A_g \times \frac{f_y}{\omega}$$

$$= 4678 \times \frac{240}{1}$$

$$= 1122,7 \text{ kN}$$

$$\frac{Pu}{\phi P_n} = \frac{32,153}{0,85 \times 1122,7}$$

$$= 0,037 < 0,2 \text{ (SNI 03-1729-2002 Pasal 7.4.3.3)}$$

Aksi balok:

$$\frac{b}{2tf} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

$$\frac{Pu}{\phi \times f_y \times A_g} = \frac{3215,3}{0,9 \times 240 \times 4678} = 0,003 < 0,125$$

Maka:

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \times \left(1 - \frac{2,75}{\phi b} \times \frac{Pu}{N_y} \right)$$

$$= \frac{1680}{\sqrt{240}} \times (1 - 2,75 \times 0,003)$$

$$= 107,49$$

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$= \frac{256}{6,5}$$

$$= 39,385$$

Karena $\lambda < \lambda_p$, maka penampang diasumsikan penampang kompak.

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 3,29 \times \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$= 167,154 \text{ cm}$$

$$= 1,672 \text{ m}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} \times b \times t^3$$

$$= \left(\frac{1}{3} \times (2 \times (150 \times 9^3) + (150 - 9 \times 6,5^3)) \right)$$

$$= 85807$$

$$X1 = \frac{\pi}{Sx} \times \sqrt{\frac{E \times G \times J \times A}{2}}$$

$$= \frac{\pi}{481000} \times \sqrt{\frac{200000 \times 80000 \times 85807 \times 4678}{2}}$$

$$= 11709$$

$$lw = \frac{ly \times h^2}{4}$$

$$= \frac{508 \times 90000}{4}$$

$$= 11430000$$

$$= 11,43 \cdot 10^6$$

$$X2 = 4 \times \frac{lw}{ly} \times \left(\frac{Sx}{G \times J} \right)^2$$

$$= 4 \times \frac{11430000}{5080000} \times \left(\frac{481000}{80000 \times 85807} \right)^2$$

$$= 4,42 \cdot 10^{-8}$$

$$Lr = \frac{ry \times X1}{(fy - fr)} \sqrt{1 + X2 (fy - fr)^2}$$

$$= \frac{32,9 \times 11709}{(240 - 70)} \sqrt{1 + 4,42 \cdot 10^{-8} (240 - 70)^2}$$

$$= 3205,15 \text{ mm}$$

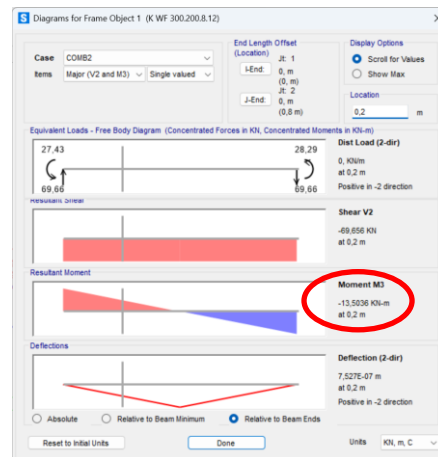
$$= 3,21 \text{ m}$$

$L < Lp$, maka:

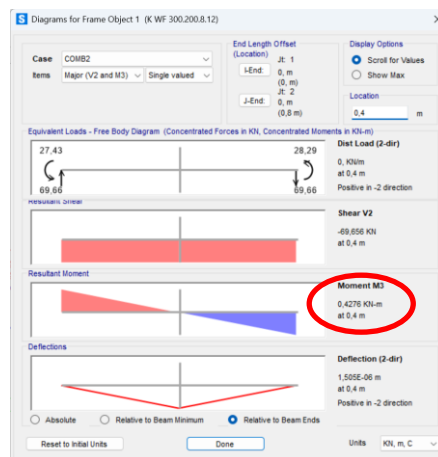
$$Mn = Mp$$

$$Cb = \frac{12,5 \text{ Mmaks}}{2,5 \text{ Mmaks} + 3 \text{ MA} + 4 \text{ MB} + 3 \text{ MC}}$$

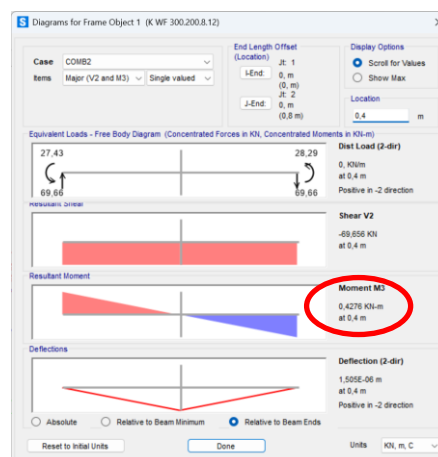
Dari hasil analisis SAP2000, diperoleh:



Gambar 4. 20 Momen $\frac{1}{4}$ bentang pada kolom rafter IWF 300.200.8.12



Gambar 4. 21 Momen $\frac{1}{2}$ bentang pada kolom rafter IWF 300.200.8.12



Gambar 4. 22 Momen $\frac{3}{4}$ bentang pada kolom rafter IWF 300.200.8.12

MA = 13,504 kNm (Momen $\frac{1}{4}$ bentang)

MB = 0,473 kNm (Momen $\frac{1}{2}$ bentang)

MC = 14,359 kNm (Momen $\frac{3}{4}$ bentang)

$$C_b = \frac{12,5 \times 28,29}{2,5 \times 28,29 + 40,511 + 1,890 + 43,076}$$

$$= 2,264$$

Karena $C_b < 2,3$ maka dipakai $C_b = 2,264$ (SNI 03-1729-2002)

$$M_{cr} = C_b \times \frac{\pi}{L} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J} + \frac{\pi \times E^2}{L} \times I_y \times I_w$$

$$M_{cr} = 2,264 \times \frac{\pi}{800} \times \sqrt{200000 \times 5080000 \times 80000 \times 85807,4} +$$

$$\frac{\pi \times 200000^2}{8301,1} \times 5080000 \times 11430000$$

$$M_{cr} = 744,659 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = M_n = 744,659 \text{ kNm}$$

$$Z_x = 2 \times \left(150 \times 9 \times \frac{300-9}{2} \right) + 2 \times \left(6,5 \times \frac{300-2 \times 9}{2} \times \frac{300-2 \times 9}{4} \right)$$

$$= 522077 \text{ mm}^3$$

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 522077 \times 240$$

$$= 125,298 \text{ kNm}$$

Karena $L < L_p$, maka dipakai $M_n = M_p = 125,3 \text{ kNm}$

$$\phi M_n = 0,9 \times 125,298$$

$$= 112,769 \text{ kNm}$$

Perbesaran momen;

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{0,65 \times 80}{12,4} = 4,194$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \times \frac{M_1}{M_2}$$

$$= 0,6 - 0,4 \times \frac{0,473}{28,29}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,59 \\
 N_{el} &= \frac{\pi^2 \times E \times A_g}{\left(\frac{KL}{rx}\right)^2} \\
 N_{el} &= \frac{\pi^2 \times 200000 \times 4678}{(4,194)^2} \\
 &= 525504 \text{ kN} \\
 \delta b &= \frac{Cm}{1 - \frac{Nu}{N_{el}}} \\
 &= \frac{0,59}{1 - \frac{32,153}{525504}} \\
 &= 0,593 < 1 \\
 M_{ux} &= \delta b \times M_{max} \\
 &= 1 \times 28,29 \\
 &= 28,29 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{Nu}{2 \times \phi \times N_n} + \frac{M_{ux}}{\phi \times M_p} &\leq 1 \\
 \frac{32,153}{2 \times 0,85 \times 1122,72} + \frac{28,29}{0,85 \times 125,298} &\leq 1 \\
 0,282 &\leq 1 \text{ (Memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Kontrol geser:

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &\leq 1,1 \times \sqrt{\frac{K_n \times E}{f_y}} \\
 \frac{256}{6,5} &\leq 1,1 \times \sqrt{\frac{5,00 \times 200000}{240}} \\
 39,385 &\leq 71,005
 \end{aligned}$$

Dimana:

$$K_n = 5$$

Maka, nilai gaya geser nominal:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0,6 \times f_y \times d \times tw \\
 &= 0,6 \times 240 \times 300 \times 6,5
 \end{aligned}$$

$$= 280800 \text{ N}$$

$$= 280,8 \text{ kN}$$

Cek syarat gara geser nominal (V_n):

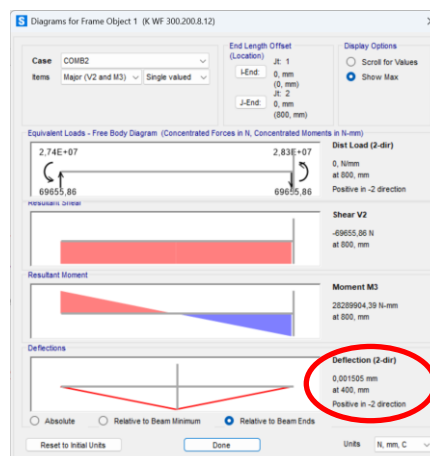
$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 280,8 \geq 69,656$$

$$252,72 \geq 69,656 \text{ (Memenuhi)}$$

Kontrol lendutan kuda-kuda berdasarkan SNI 03-1729-2002:

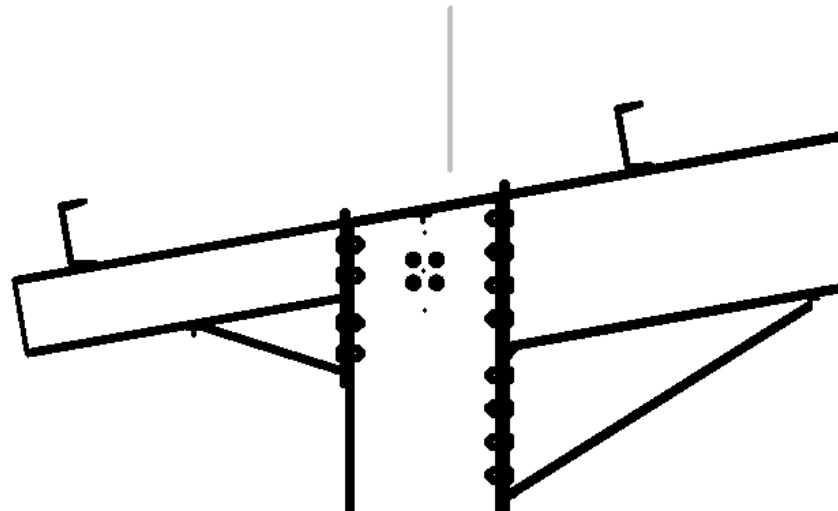
$$\begin{aligned} \Delta_{\text{ijin}} &= \frac{h}{500} \\ &= \frac{256}{500} \\ &= 0,512 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 23 Deflection Kolom Rafter IWF 300.200.8.12

Lendutan max yang terjadi dari hasil analisis SAP2000 adalah 0,002 mm. Karena Δ max sebesar 0,002 mm lebih kecil dari Δ ijin sebesar 0,512 mm, maka profil memenuhi syarat batas lendutan. Profil IWF 300.200.8.12 aman digunakan sebagai kolom rafter rangka atap karena memenuhi syarat.

4.6.5. Perhitungan Sambungan A



Gambar 4. 24 Sambungan A Baja

Data dari SAP 2000 diperoleh :

$$P_u = 7527,97 \text{ Kg}$$

$$V_u = 1806,39 \text{ Kg}$$

$$M_u = 3030,3 \text{ Kg}$$

Gaya – gaya yang diterima oleh sambungan :

$$\begin{aligned} P_{uv} &= P_u \cdot \sin + V_u \cdot \cos \\ &= 7527,97 \times 0,1736 + 1806,4 \times 0,9848 \\ &= 3086,165 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{uh} &= P_u \cdot \cos + V_u \cdot \sin \\ &= 7527,97 \times 0,9848 + 1806,4 \times 0,1736 \\ &= 7727,28 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 3030,3 \text{ kg.m} \\ &= 303030 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan sambungan A

Direncanakan menggunakan baut A-325, dengan mutu :

$$F_u \text{ baut} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u \text{ profil} = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d_b &= 16 \text{ mm} \\
 A_b &= 2,01 \text{ cm}^2 \\
 R_1 &= 0,5 \\
 m &= 1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kuat geser baut (V_d) :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi f \times V_n = \phi f \times r_1 \times f_u^b \times A_b \\
 &= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 1 \times 3700 \\
 &= 10656 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Kuat Tarik Baut (T_d)

$$\begin{aligned}
 \phi T_d &= \phi f \times T_n = \phi f \times 0,75 \times f_u^b \times A_b \\
 &= 0,75 \times 0,75 \times 8250 \times 2,01 \\
 &= 9327,656 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Menghitung Jumlah Baut (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P_{uv}}{V_d} \\
 &= \frac{3086,17}{621,844} \\
 &= 4,963
 \end{aligned}$$

Digunakan jumlah baut 16 buah

Kontrol geser baut :

$$\begin{aligned}
 P_{uv} &= 3086,2 \text{ Kg} \\
 n &= 16 \text{ buah} \\
 V_u &= \frac{3086,2}{16} \\
 &= 192,89 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$\begin{aligned}
 V_u &< V_d \\
 192,89 &< 621,844 \text{ Kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol tumpu baut :

$$\begin{aligned}
 R_u &= \frac{P_{uh}}{V_d} \\
 &= \frac{7727,28}{16}
 \end{aligned}$$

$$= 482,955 \text{ Kg}$$

Cek syarat :

$$\begin{aligned} R_u &< R_d \\ 482,95 &< 10656 \text{ Kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol kuat tarik baut

$$\begin{aligned} M_u &= 303030 \text{ kgcm} \\ T_u \text{ max} &= \frac{M_u \times d \text{ max}}{\sum d^2} \\ &= \frac{303030 \times 57}{20950} \\ &= 824,473 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$\begin{aligned} T_u &< T_d \\ 824,47 &< 9327,656 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol interaksi geser dan puntir

$$\begin{aligned} F_{uv} &= \frac{V_u}{n \times A_b} \leq r_1 \phi f_{uv} m \\ F_{uv} &= \frac{192,885}{2,01} < 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \\ &= 95,963 < 3093,8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga F_{uv} diambil : $95,963 \text{ kg/cm}^2$

Maka tegangan tarik baut akibat interaksi geser :

$$\begin{aligned} F_t &= 1,3 f_u - 1,5 f_{uv} \leq f_u \\ &= 1,3 \times 8250 - 1,5 \times 95,963 \leq 8250 \\ &= 10581,1 \geq 8250 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

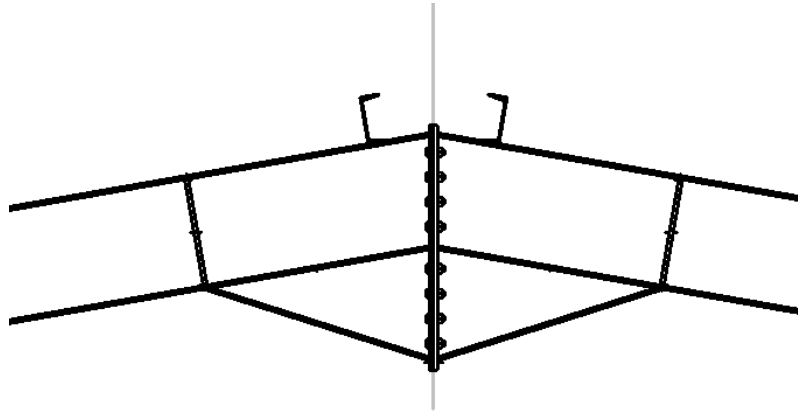
Maka nilai yang digunakan ; 8250 kg/cm^2

Kuat tarik baut akibat interaksi geser dan puntir

$$\begin{aligned} T_d &= \phi \times f_t \times A_b \geq T_u \text{ max} \\ &= 0,75 \times 8250 \times 2,01 \times \geq 824,47 \text{ kg} \\ &= 12437 \geq 824,47 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perencanaan baut A325 dengan diameter 16 mm, mampu dalam menahan gaya yang terjadi pada sambungan A.

4.6.6. Perhitungan Sambungan B



Gambar 4. 25 Sambungan B

Data diperoleh dari SAP 2000

$$V_u = 1806,39 \text{ kg}$$

$$R_y \text{ Bj } 37 = 1,5$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,1 R_y f_y Z \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2400 \times 481 \\ &= 1904760 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= \frac{M_a + M_b}{L} \\ &= \frac{1904760 + 1904760}{1795} \\ &= 2122,3 \text{ Kg} \\ V_u &= 1806,39 + 2122,3 \\ &= 3928,69 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Kontrol Sambungan Baut

Direncanakan menggunakan baut A-325

$$F_u \text{ baut} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u \text{ profil} = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 16 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \times 22/7 \times 2,56 \\ &= 2,011 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$r_1 = 0,5$$

$$m = 1$$

$$n = 16$$

$$t_p = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

Kuat rencana baut (V_d)

$$\begin{aligned} V_d &= \phi_f \times V_n = \phi_f \times r_1 \times f_u^b \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 0,1 \times 2,0114 \\ &= 622,286 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (R_d)

$$\begin{aligned} R_d &= \phi_f \times R_n = 2,4 \times \phi_f \times d_b \times t_p \times F_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 1 \times 3700 \\ &= 20656 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Kuat tarik baut (T_d)

$$\begin{aligned} T_d &= \phi_f \times R_n = 2,4 \times \phi_f \times d_b \times t_p \times F_u \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 8250 \times 2,0114 \\ &= 9334,29 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol geser baut

$$P_{uv} = 3086,17 \text{ kg}$$

$$N = 16 \text{ buah}$$

Sehingga 1 buah baut menerima beban (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{P_{uv}}{n} \\ &= \frac{3086,17}{16} \\ &= 192,885 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$\begin{aligned} V_u &< V_d \\ 192,89 &< 622,286 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol tumpu baut

$$P_{uh} = 7727,28 \text{ kg}$$

$$n = 16 \text{ buah}$$

Sehingga, 1 baut menerima beban (R_u)

$$\begin{aligned}
 R_u &= \frac{P_{uh}}{n} \\
 &= \frac{7727,28}{16} \\
 &= 482,955 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$\begin{aligned}
 R_u &< R_d \\
 482,95 &< 10656 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat tarik baut

Akibat momen $M_u = 3030,3 \text{ kgcm}$

$$\begin{aligned}
 T_u \text{ Max} &= \frac{M_u \times D_{max}}{\sum d^2} \\
 &= \frac{3030,3 \times 57}{20950} \\
 &= 8,244
 \end{aligned}$$

Cek syarat :

$$\begin{aligned}
 T_u &< T_d \\
 8,224 &< 9334,29 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Kontrol geser dan puntir

$$\begin{aligned}
 F_{uv} &= \frac{V_u}{A_b} < \phi \times 0,5 \times F_u \times m \\
 &= \frac{1806,39}{2,011} < 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \\
 &= 898,063 < 3093,75 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Persamaan tegangan tarik baut akibat interaksi geser

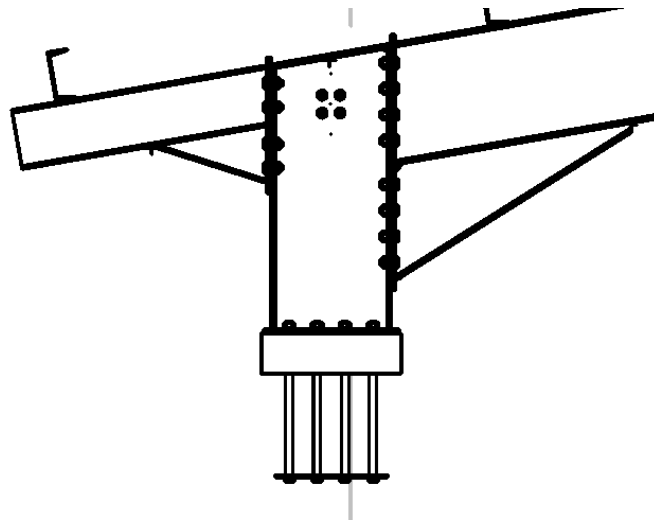
$$\begin{aligned}
 F_t &= 1,3f_u - 1,5 f_{uv} \leq f_u \\
 &= 1,3 \times 8250 - 1,5 \times 898,06 \leq 8250 \\
 &= 10725 - 1347,09 \leq 8250 \\
 &= 9377,91 \leq 8250
 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai $f_t = 9377,91 \text{ kg/cm}^2$

Kuat tarik baut akibat interaksi geser dan puntir

$$\begin{aligned}
 T_d &= \phi \times f_t \times A_b \geq T_u \text{ max} \\
 &= 0,75 \times 9377,9 \times 2,011 \geq 8,244 \\
 &= 14147,2398 \geq 8,244 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

4.6.7. Perhitungan Sambungan C



Gambar 4. 26 Sambungan *Base Plate*

Data – data untuk perhitungan sambungan *base plate* :

$$P_u = 7527,97 \text{ Kg}$$

$$V_u = 1806,39 \text{ Kg}$$

$$F_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$F'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$A_1 = 200 \times 350 \\ = 70000 \text{ mm}$$

$$F_p \text{ max} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \\ = 0,6 \times 0,85 \times 30 \\ = 15,3 \text{ Mpa}$$

Cek, tegangan tumpu beton

$$\frac{P_u}{B \cdot N} < f_p \text{ Max}$$

$$\frac{7527,97}{70000} < 15,3$$

$$0,10754 < 15,3 \quad (\text{OK})$$

Mencari tebal base plate minimum

$$P_u = \phi \times F_y \times B \times N \times 0,5 \times (t_p/l)^2$$

$$7527,97 = 0,85 \times 240 \times 200 \times 350 \times 0,5 \times (t_p/25)^2$$

$$7527,97 = 7140000 \left(\frac{T_p}{25}\right)^2$$

$$\begin{aligned} T_p &= 0,0010543^{0,5} \times 25 \\ &= 0,8118 \end{aligned}$$

Digunakan tebal base plate 2 x 10 mm

Digunakan 8 buah angkur dengan diameter 16 mm

$$\begin{aligned} V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \\ &= \frac{1806,39}{8} \\ &= 225,798 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot f_v \cdot A_b &= 0,75 \times 372 \times 0,25 \times 3,14 \times 256 \\ &= 56118,857 \text{ N} \\ &= 5611,886 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$5611,886 \text{ Kg} > 225,798 \text{ Kg} \quad (\text{OK})$$

Maka, baut man menahan gaya geser.

4.7. Perhitungan Penulangan

4.7.1. Perhitungan Penulangan Balok

Untuk merencanakan penulangan pada balok dibutuhkan data-data yang diperoleh dari hasil analisis SAP 2000 dan mengacu pada SNI 2847:2019.

a) Data Perencanaan Balok

Tipe Balok	= B0
Lebar Balok (b)	= 400 mm
Tinggi Balok (h)	= 600 mm
Panjang Bersih (L)	= 6000 m
Bentang Bersih (Ln)	= 5150 mm
Mutu Beton (f'_c)	= 30 Mpa
Mutu Tulangan (f_y)	= 420 Mpa
Ø Tulangan Lentur (dx)	= 22 mm
Ø Tulangan Sengkang (dx)	= 13 mm
Selimut Beton (p)	= 40 mm
Tinggi Efektif Balok (d)	= $h - p - d_s - 0,5 \text{ dx}$

$$= 600 - 40 - 13 - 0,5 \times 22$$

$$= 536 \text{ mm}$$

Koefesien distribusi tegangan beton, β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f_c - 30}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \frac{30 - 30}{7}$$

$$= 0,836$$

Dari data SAP 2000 *element forces – frame* B0 diperoleh :

Momen tumpuan atas = 355,114 kNm

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
515	0	COMB-MAX	Combination	Min	-3,17	-194,654	-0,596	-13,3118	-0,2638	-355,114	515-1	0

Gambar 4. 27 Output Momen Tumpuan Atas

Momen tumpuan bawah = 203,590 kNm

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
530	6	COMB-MAX	Combination	Max	0,443	188,181	0,29	33,707	0,0707	203,5901	530-13	0,5

Gambar 4. 28 Output Momen Tumpuan Bawah

Momen lapangan atas = 63,296 kNm

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
525	1,75333	COMB-MAX	Combination	Min	-0,746	-121,914	-0,042	-12,9114	-0,074	-63,2958	525-7	0,25333

Gambar 4. 29 Output Momen Lapangan Atas

Momen lapangan bawah = 131,497 kNm

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
67	3	COMB-MAX	Combination	Max	1,673	111,447	0,348	8,9952	0,1495	131,4972	67-7	0

Gambar 4. 30 Output Momen Lapangan Bawah

b) Perhitungan Tulangan Lentur

Penulangan Area Tumpuan Atas

$$Mu = 355,114 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{355,114}{0,8} = 443,893 \text{ kNm} = 44389250 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{44389250}{400 \times 287296} = 3,863$$

Batasan Rasio :

$$\begin{aligned} P \text{ perlu} &= \frac{0,85}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,863}{0,85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

$$P \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned} P \text{ max} &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 30} \right) \\ &= 0,0224 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$

$0,00333 < 0,01002 < 0,0224$, Maka digunakan nilai $\rho = 0,01002$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,01002 \times 400 \times 536 \\ &= 2149,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 \\ &= 714,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{5,477}{4 \times 420} \times 400 \times 536 \\ &= 698,998 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba : 7 D 22

$$\begin{aligned} A_s \text{ Pasang} &= \frac{1}{4} \times 22^2 \times \frac{\pi}{4} \times n \\ &= 0,25 \times 3,143 \times 484 \times 7 \\ &= 2662 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek kontrol : $A_s \text{ pasang} < A_s \text{ perlu}$

$$2662 < 2149,23 \text{ (OK)}$$

Penulangan Area Tumpuan Bawah

$$M_u = 203,59 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{203,59}{0,8} = 254,488 \text{ kNm} = 254487625 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{254487625}{400 \times 287296} = 2,215$$

Batasan rasio :

$$\begin{aligned} P_{\text{perlu}} &= \frac{0,85}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,215}{0,85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0,0055 \end{aligned}$$

$$P_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 30} \right) \\ &= 0,0224 \end{aligned}$$

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

0,00333 < 0,0055 < 0,0224, Maka digunakan nilai $\rho = 0,0055$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0055 \times 400 \times 536 \\ &= 1184,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 1} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 \\ &= 714,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min } 2} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{5,477}{4 \times 420} \times 400 \times 536 \\ &= 698,998 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba : 4 D 22

$$\begin{aligned} A_s \text{ Pasang} &= \frac{1}{4} \times 22^2 \times n \\ &= 0,25 \times 3,143 \times 484 \times 4 \end{aligned}$$

$$= 1521,14 \text{ mm}$$

Cek kontrol : As pasang < As perlu

$$1521,14 < 1184,33 \text{ (OK)}$$

Penulangan Area Lapangan Atas

$$Mu = 63,296 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{63,296}{0,8} = 79,12 \text{ kNm} = 79119750 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{79119750}{400 \times 79119750} = 0,689$$

Batasan rasio :

$$\begin{aligned} P \text{ perlu} &= \frac{0,85}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0,85 \cdot f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,689}{0,85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0,0001 \end{aligned}$$

$$P \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned} P \text{ max} &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 30} \right) \\ &= 0,0224 \end{aligned}$$

Karena $\rho \text{ min} > \rho \text{ perlu}$

$$0,00333 > 0,0055, \text{ Maka digunakan nilai } \rho = 0,0033$$

$$\begin{aligned} As &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 400 \times 536 \\ &= 714,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 \\ &= 714,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min 2} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{5,477}{4 \times 420} \times 400 \times 536 \end{aligned}$$

$$= 698,998 \text{ mm}^2$$

Dicoba : 4 D 22

$$\begin{aligned} \text{As Pasang} &= \frac{1}{4} \times 22^2 \times \pi \times n \\ &= 0,25 \times 3,143 \times 484 \times 4 \\ &= 1521,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek kontrol : As pasang > As perlu

$$1521,14 > 714,67 \quad (\text{OK})$$

Penulangan Area Lapangan Bawah

$$M_u = 131,5 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{131,5}{0,8} = 164,37 \text{ kNm} = 16437150 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{16437150}{400 \times 16437150} = 1,4303$$

Batasan rasio :

$$\begin{aligned} P_{\text{perlu}} &= \frac{0,85}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,4303}{0,85 \cdot 30}} \right) \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$P_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 30} \right) \\ &= 0,0224 \end{aligned}$$

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

$$0,00333 < 0,0055 < 0,0224, \text{ Maka digunakan nilai } \rho = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 400 \times 536 \\ &= 751,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min 1} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 536 \\ &= 714,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 2} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{5,477}{4 \times 420} \times 400 \times 536 \\
 &= 698,998 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba : 4 D 22

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ Pasang} &= \frac{1}{4} \times 22^2 \times d \times n \\
 &= 0,25 \times 3,143 \times 484 \times 4 \\
 &= 1521,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek kontrol : $A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$

$$1521,14 > 714,67 \quad (\text{OK})$$

c) Perhitungan Tulangan Geser

Dari hasil Analisa SAP 2000 diperoleh gaya geser tulangan balok B0 sebesar :

$$V_u \text{ Tumpuan} = 194,65 \text{ kN}$$

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
515	0	COMB-MAX	Combination	Min	-3,17	-194,654	-0,596	-13,3118	-0,2638	-355,114	515-1	0

Gambar 4. 31 Output Nilai V_u Tumpuan

$$V_u \text{ Lapangan} = 149,76 \text{ kN}$$

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
515	2	COMB-MAX	Combination	Min	-0,632	-149,755	-0,006173	-10,405	-0,0694	-35,7446	515-4	0,5

Gambar 4. 32 Output Nilai V_u Lapangan

$$V_g \text{ Tumpuan} = 136,27 \text{ kN}$$

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType		P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
67	0	COMB2	Combination	1E-11	-136 273	-3.695E-14	-1.0572	-2.487E-14	-179.989	67-1	0	

Gambar 4. 33 Output Nilai V_g Tumpuan

$$P_u = 6,695 \text{ kN}$$

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
731	0	COMB-MAX	Combination	Max	6,695	2,89	1,228	14,7222	0,5344	78,19	731-1	0
731	0,5	COMB-MAX	Combination	Max	6,695	-0,715	1,228	14,7222	0,0828	79,1301	731-1	0,5
731	0	COMB-MAX	Combination	Min	-6,695	-154,949	-1,228	-7,8399	-0,5344	-257,46	731-1	0
731	0,5	COMB-MAX	Combination	Min	-6,695	-151,277	-1,228	-7,8399	-0,0828	-180,904	731-1	0,5

Gambar 4. 34 Output Nilai P_u

$$A_s (+) = 1184,3 \text{ kN}$$

$$A_s (-) = 2149,2 \text{ kN}$$

Menghitung Gaya Desain Tumpuan :

$$A_{pr} (+) = \frac{1,25 \times A_s (+) \times F_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1,25 \times 1184,3 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 60,958 \text{ mm}$$

$$A_{pr} (-) = \frac{1,25 \times A_s (-) \times F_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1,25 \times 2149,23 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 110,622 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 1,25 \times A_s \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} M_{pr} (+) &= 1,25 \times 1184,33 \times 420 \left(536 - \frac{60,958}{2} \right) \\ &= 314319317,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} (-) &= 1,25 \times 2149,23 \times 420 \left(536 - \frac{110,622}{2} \right) \\ &= 542383608,5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{pr} &= \frac{M_{pr} (+) + M_{pr} (-)}{L_n} \\ &= \frac{314319317,5 + 542383608,5}{5150} \\ &= 166350,083 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_e &= V_g + V_{pr} \\ &= 136273 + 166350 \\ &= 302623,083 \text{ N} \end{aligned}$$

Menghitung Tahanan Geser Beton:

$$0,5 V_e = 151312 \text{ N}$$

$$P_u = 6695 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} A_g \frac{f'c}{20} &= b h \frac{f'c}{20} \\ &= 400 \times 600 \times \frac{30}{20} \\ &= 360000 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.5.2 penentuan nilai V_c didapatkan dengan persamaan berikut :

$$V_{pr} < 0,5 V_e$$

$$166350,08 < 151311,541 \quad (\text{OK})$$

$$P_u < A_g \cdot f'c / 20$$

$$6695 < 360000 \quad (\text{OK})$$

Maka, kapasitas geser beton (V_c) = 0 N

Penulangan Geser Tumpuan

Dicoba tulangan geser : 3D13-150

$$\begin{aligned} A_v &= 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 169 \\ &= 398,357 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm}$$

$$S \text{ max 1} = d/4 = 536/4 = 134 \text{ mm}$$

$$S \text{ max 2} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \times f_y \times d/s \\ &= 398,357 \times 420 \times 536/100 \\ &= 896781,6 \text{ N} \end{aligned}$$

Batasan V_s :

$$\begin{aligned} V_s &= 0,66 \times f'_c{}^{0,5} \times b \times d \\ &= 0,66 \times 5,477 \times 400 \times 536 \\ &= 775049 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai V_s : 448391 N

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 0 + 448391 \\ &= 448391 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u = 149755 \text{ N}$$

$$\frac{\phi \times V_n}{V_u} \geq 1$$

$$\frac{0,75 \times 448391}{149755} \geq 1$$

$$2,246 \geq 1 \quad \textbf{(OK)}$$

d) Perhitungan Tulangan Pinggang

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 9.7.2.3 :

$$h > 900 \text{ mm}$$

$$400 < 900 \text{ mm}$$

Maka, tulangan pinggang tidak wajib digunakan.

Sebagai konservatif digunakan tulangan pinggang 2 D 13

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times d^2 \\
 &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 169 \\
 &= 265,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

e) Pengecekan Tulangan Lentur Berdasarkan Output dari SAP 2000

$$\text{Ouput As Perlu Tumpuan Atas} = 574,58 \text{ mm}^2$$

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-14								
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	Text	mm	Text	mm2	Text	mm2
86	BL 25.40	Beam	No Messages	3855	COMB6	574,581	COMB14	522,795

Gambar 4. 35 Output Nilai As Perlu Tumpuan Atas

$$\text{Ouput As Perlu Tumpuan Bawah} = 522,8 \text{ mm}^2$$

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-14								
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	Text	mm	Text	mm2	Text	mm2
86	BL 25.40	Beam	No Messages	3855	COMB6	574,581	COMB14	522,795

Gambar 4. 36 Output Nilai As Perlu Tumpuan Bawah

$$\text{Ouput As Perlu Lapangan Atas} = 550,92 \text{ mm}^2$$

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-14								
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	Text	mm	Text	mm2	Text	mm2
531	BL 25.40	Beam	No Messages	1125	COMB6 (Sp)	550,924	COMB14	454,696

Gambar 4. 37 Output Nilai As Perlu Lapangan Atas

$$\text{Output As Perlu Lapangan Bawah} = 479,6 \text{ mm}^2$$

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-14								
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	Text	mm	Text	mm2	Text	mm2
86	BL 25.40	Beam	No Messages	2730	COMB6 (Sp)	503,266	COMB14	479,604

Gambar 4. 38 Output Nilai As Perlu Lapangan Bawah

Tabel 4. 18 Perbandingan Luas Tulangan Perlu Perhitungan Manual dan Output SAP2000

	As Perlu SAP 2000 (mm²)	As Perlu manual (mm²)	As Pasang (mm²)
Tumpuan Atas	574,58	697,65	804,57
Tumpuan Bawah	522,8	633,72	804,57
Lapangan Atas	550,92	282,5	804,57
Lapangan Bawah	479,6	580,59	804,57

Tabel 4. 19 Rekap penulangan Lentur Balok

Tipe	Dimensi (mm)	Daerah	Posisi	Mu (kNm)	Mn (kNm)	As min 1 (mm²)	As min 2 (mm²)	As Perlu (mm²)	As Pasang (mm²)	Cek Lentur	Dipasang
B0	400 x 500	Tumpuan	Atas	355,114	443,893	714,667	698,998	2149,23	2662,00	OK	7D22
			Bawah	203,590	254,488	714,667	698,998	1184,33	1521,14	OK	4D22
		Lapangan	Atas	63,296	79,120	714,667	698,998	714,667	1521,14	OK	4D22
			Bawah	131,497	164,372	714,667	698,998	751,864	1521,14	OK	4D22
B1	500 x 800	Tumpuan	Atas	763,512	954,390	1226,67	1199,77	2831,48	3422,57	OK	9D22
			Bawah	348,503	435,629	1226,67	1199,77	1369,51	1901,43	OK	5D22
		Lapangan	Atas	139,052	173,815	1226,67	1199,77	899,047	1901,43	OK	5D22
			Bawah	269,423	336,779	1226,67	1199,77	1247,62	1901,43	OK	5D22
B2	300 x 450	Tumpuan	Atas	131,762	164,703	387,500	379,004	1097,29	1418,21	OK	5D19
			Bawah	125,437	156,797	387,500	379,004	1040,05	1134,57	OK	4D19
		Lapangan	Atas	128,180	160,225	387,500	379,004	387,500	1134,57	OK	4D19

			Bawah	118,950	148,688	387,500	379,004	981,894	1134,57	OK	4D19
Ba1	300 x 500	Tumpuan	Atas	130,341	162,926	437,500	427,908	942,398	1418,21	OK	5D19
			Bawah	6,481	8,101	437,500	427,908	437,500	850.929	OK	3D19
		Lapangan	Atas	3,284	4,105	437,500	427,908	437,500	850.929	OK	3D19
			Bawah	64,319	80,399	437,500	427,908	437,500	850.929	OK	3D19
Ba2	250 x 400	Tumpuan	Atas	77,011	96,264	282,500	276,306	727,539	1005,71	OK	5D16
			Bawah	7,014	8,768	282,500	276,306	282,500	603,429	OK	3D19
		Lapangan	Atas	70,725	88,406	282,500	276,306	282,500	603,429	OK	3D19
			Bawah	36,033	45,041	282,500	276,306	326,717	603,429	OK	3D19
BK1	500 x 800	Tumpuan	Atas	264,604	330,755	1226,67	1199,77	1226,67	1901,43	OK	5D22
			Bawah	73,570	91,963	1226,67	1199,77	1226,67	1901,43	OK	5D22
		Lapangan	Atas	7,382	9,227	1226,67	1199,77	1226,67	1901,43	OK	5D22
			Bawah	29,614	37,017	1226,67	1199,77	1226,67	1901,43	OK	5D22

BK2	300 x 500	Tumpuan	Atas	88,070	110,087	437,500	427,500	437,500	850,929	OK	3D19
			Bawah	24,397	30,496	437,500	427,500	437,500	850,929	OK	3D19
		Lapangan	Atas	0,656	0,820	437,500	427,500	437,500	850,929	OK	3D19
			Bawah	2,983	3,616	437,500	427,500	437,500	850,929	OK	3D19
BK3	300 x 500	Tumpuan	Atas	151,685	189,606	714,667	698,998	871,413	736,519	OK	4D22
			Bawah	37,397	46,746	714,667	698,998	714,667	484,181	OK	4D22
		Lapangan	Atas	0,432	0,540	714,667	698,998	714,667	13,472	OK	4D22
			Bawah	5,542	6,928	714,667	698,998	714,667	34,943	OK	4D22
BL	250 x 400	Tumpuan	Atas	74,078	92,598	282,500	276,306	697,652	1206,86	OK	6D22
			Bawah	67,739	84,673	282,500	276,306	633,725	804,571	OK	4D22
		Lapangan	Atas	71,190	88,988	282,500	276,306	282,500	804,571	OK	4D22
			Bawah	62,400	78,001	282,500	276,306	580,588	804,571	OK	4D22
BLK	250 x 400	Tumpuan	Atas	20,336	25,420	282,500	276,306	282,500	603,429	OK	3D16

			Bawah	7,800	9,750	282,500	276,306	282,500	402,286	OK	2D16
		Lapangan	Atas	1,821	2,277	282,500	276,306	282,500	402,286	OK	2D16
			Bawah	2,470	3,088	282,500	276,306	282,500	402,286	OK	2D16
BLP	250 x 400	Tumpuan	Atas	39,432	49,290	282,500	276,306	282,500	603,429	OK	3D16
			Bawah	24,031	30,039	282,500	276,306	282,500	402,286	OK	2D16
		Lapangan	Atas	37,083	46,354	282,500	276,306	282,500	402,286	OK	2D16
			Bawah	18,140	22,674	282,500	276,306	282,500	402,286	OK	2D16

Tabel 4. 20 Rekap Penulangan Geser Balok

Tipe	Dimensi (mm)	Daerah	Vu (N)	ϕV_n (N)	S max 1 (mm)	S max 2 (mm²)	Cek Geser ($\phi V_n \geq V_u$)	S Pakai (mm)	Dipasang
B0	400 x 500	Tumpuan	302623,1	581287	134	150	OK	100	3D13-100
		Lapangan	149755	336293,1	268	150	OK	200	3D13-200
B1	500 x 800	Tumpuan	469644,9	615700,8	184	150	OK	150	3D13-150
		Lapangan	235309	461775,6	368	150	OK	200	3D13-200
B2	300 x 450	Tumpuan	268312,1	315180,1	96,875	150	OK	95	2D13-95

		Lapangan	93178	240120,8	193,75	150	OK	135	2D13-135
Ba1	300 x 500	Tumpuan	177925,8	355848,5	109,375	150	OK	100	2D13-100
		Lapangan	38687	182995,3	218,75	150	OK	200	2D13-200
Ba2	250 x 400	Tumpuan	86576,19	288961,3	84,75	150	OK	100	2D13-100
		Lapangan	30277	248245,1	169,5	150	OK	150	2D13-150
BK1	500 x 800	Tumpuan	527418,7	615700,8	184	150	OK	100	2D13-100
		Lapangan	69238	615700,8	368	150	OK	100	2D13-100
BK2	300 x 500	Tumpuan	145531,8	243993,8	109,375	150	OK	150	2D13-150
		Lapangan	19383	243993,8	218,75	150	OK	150	2D13-150
BK3	300 x 500	Tumpuan	304621,6	448390,8	134	150	OK	100	2D13-100
		Lapangan	52843	448390,8	268	150	OK	100	2D13-100
BL	250 x 400	Tumpuan	80009,25	229776,5	84,75	150	OK	80	2D13-80
		Lapangan	119761	177244	169,5	150	OK	160	2D13-160
BLK	250 x 400	Tumpuan	106397,3	229776,5	84,75	150	OK	80	2D13-80
		Lapangan	9588	229776,5	169,5	150	OK	80	2D13-80

BLP	250 x 400	Tumpuan	38224,49	288961,3	84,75	150	OK	80	2D13-80
		Lapangan	24031,1	177244	169,5	150	OK	160	2D13-160

POSISI	BALOK B0			POTONGAN	POSISI	BALOK B1			POTONGAN	POSISI	BALOK Ba2			POTONGAN	POSISI	BALOK BK1			POTONGAN
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	
DIMENSI					DIMENSI					DIMENSI					DIMENSI				
40 cm x 60 cm					50 cm x 80 cm					25 cm x 40 cm					25 cm x 40 cm				
TULANGAN ATAS	7D - 22	4D - 22	7D - 22		TULANGAN ATAS	9D - 22	5D - 22	9D - 22		TULANGAN ATAS	5D - 16	3D - 16	5D - 16		TULANGAN ATAS	5D - 22	5D - 22	5D - 22	
TULANGAN BAWAH	4D - 22	4D - 22	4D - 22		TULANGAN BAWAH	5D - 22	5D - 22	5D - 22		TULANGAN BAWAH	3D - 16	3D - 16	3D - 16		TULANGAN BAWAH	5D - 22	5D - 22	5D - 22	
SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm	
SENGKANG	3D13 - 100	3D13 - 200	3D13 - 100		SENGKANG	3D13 - 150	3D13 - 200	3D13 - 150		SENGKANG	2D13 - 100	2D13 - 150	2D13 - 100		SENGKANG	2D13 - 100	2D13 - 100	2D13 - 100	
TULANGAN PINGGANG		4D - 22			TULANGAN PINGGANG		4D - 22			TULANGAN PINGGANG		2D - 13			TULANGAN PINGGANG		2D - 13		

POSISI	BALOK B2			POTONGAN	POSISI	BALOK Ba1			POTONGAN	POSISI	BALOK BK2			POTONGAN	POSISI	BALOK BK3			POTONGAN
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	
DIMENSI					DIMENSI					DIMENSI					DIMENSI				
30 cm x 40 cm					30 cm x 50 cm					25 cm x 40 cm					40 cm x 60 cm				
TULANGAN ATAS	5D - 19	4D - 19	5D - 19		TULANGAN ATAS	5D - 19	3D - 19	5D - 19		TULANGAN ATAS	3D - 22	3D - 22	3D - 22		TULANGAN ATAS	4D - 22	4D - 22	4D - 22	
TULANGAN BAWAH	4D - 19	4D - 19	4D - 19		TULANGAN BAWAH	3D - 19	3D - 19	3D - 19		TULANGAN BAWAH	3D - 22	3D - 22	3D - 22		TULANGAN BAWAH	4D - 22	4D - 22	4D - 22	
SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm	
SENGKANG	2D13 - 95	2D13 - 135	2D13 - 95		SENGKANG	2D13 - 100	2D13 - 200	2D13 - 100		SENGKANG	2D13 - 150	2D13 - 150	2D13 - 150		SENGKANG	2D13 - 100	2D13 - 100	2D13 - 100	
TULANGAN PINGGANG		2D - 22			TULANGAN PINGGANG		4D - 13			TULANGAN PINGGANG		2D - 13			TULANGAN PINGGANG		2D - 22		

POSISI	BALOK BL			POTONGAN	POSISI	BALOK BLK			POTONGAN	POSISI	BALOK BLP			POTONGAN
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN			TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	
DIMENSI					DIMENSI					DIMENSI				
25 cm x 40 cm					25 cm x 40 cm					25 cm x 40 cm				
TULANGAN ATAS	5D - 16	3D - 16	5D - 16		TULANGAN ATAS	5D - 16	2D - 16	5D - 16		TULANGAN ATAS	3D - 16	2D - 16	3D - 16	
TULANGAN BAWAH	3D - 16	3D - 16	3D - 16		TULANGAN BAWAH	2D - 16	2D - 16	2D - 16		TULANGAN BAWAH	2D - 16	2D - 16	2D - 16	
SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm		SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm	
SENGKANG	2D13 - 80	2D13 - 80	2D13 - 80		SENGKANG	2D13 - 80	2D13 - 80	2D13 - 80		SENGKANG	2D13 - 80	2D13 - 80	2D13 - 80	
TULANGAN PINGGANG		2D - 13			TULANGAN PINGGANG		2D - 13			TULANGAN PINGGANG		2D - 13		

POSISI	BALOK BLP			POTONGAN
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	
DIMENSI				
25 cm x 40 cm				
TULANGAN ATAS	3D - 16	2D - 16	3D - 16	
TULANGAN BAWAH	2D - 16	2D - 16	2D - 16	
SELUMUT BETON	40 mm	40 mm	40 mm	
SENGKANG	2D13 - 80	2D13 - 180	2D13 - 80	
TULANGAN PINGGANG		2D - 13		

Gambar 4. 39 Detail Balok

4.7.2. Perhitungan Penulangan Pelat

Untuk merencanakan penulangan pada pelat dibutuhkan data-data yang dihasilkan dari hasil analisis SAP 2000 dan mengacu pada SNI 2847:2019

a) Data Perencanaan

Tipe pelat	= Pelat dua arah
Lx	= 4000 mm
Ly	= 4000 mm
Tebal pelat	= 130 mm
Mutu beton, f'_c	= 30 Mpa
Mutu baja tulangan, f_y	= 420 Mpa
β_1	= 0,836
Diameter tulangan	= 10 mm
Selimut beton	= 20 mm
Tebal efektif, d'	= 105 mm

b) Perhitungan Penulangan

Didapatkan momen-momen yang hasil analysis SAP 2000 yang bekerja pada pelat lantai :

$$M_x / M_{11} \max = 4,626 \text{ kNm}$$

TABLE: Element Forces - Area Shells S1								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
1	1-46	Shell-Thin	~49	COMB-MAX	Combination	Max	4,6259	4,4449

Gambar 4. 40 Output Nilai $M_x / M_{11} \max$

$$M_x / M_{11} \min = 11,789 \text{ kNm}$$

TABLE: Element Forces - Area Shells S1								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
7	7-5	Shell-Thin	~424	COMB-MAX	Combination	Min	-11,7887	-4,1487

Gambar 4. 41 Output Nilai $M_x / M_{11} \min$

$$M_y / M_{22} \text{ Max} = 7,5223 \text{ kNm}$$

TABLE: Element Forces - Area Shells S1								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
71	71-43	Shell-Thin	57	COMB-MAX	Combination	Max	2,2714	7,5223

Gambar 4. 42 Output Nilai M_y / M_{22} max

$$M_y / M_{22} \text{ Min} = 12,518 \text{ kNm}$$

TABLE: Element Forces - Area Shells S1								
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
17	17-25	Shell-Thin	~986	COMB-MAX	Combination	Min	-3,8549	-12,5183

Gambar 4. 43 Output Nilai M_y / M_{22} Min

Mencari Rasio Tulangan dan Kebutuhan Tulangan Pelat Lantai :

$$\rho_{\min} = 0,0018 \text{ atau } 0,0014 \text{ (SNI 2847:2019 Tabel 8.6.11)}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'c}} \right)$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0224 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times A_g \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{f_y} \times b \times h \\ &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 130 \\ &= 234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau, :

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 0,0014 A_g \\ &= 0,0014 \times b \times h \\ &= 0,0014 \times 1000 \times 130 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 8.6.1.1 nilai $A_s \text{ min}$ (diambil terbesar) = 234 mm^2

Tulangan Lapangan Bawah Arah X

$$M_u = M_{11} \text{ max} = 4,626 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4,626}{0,9} = 5,14$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{5139888,89}{1000 \times 11025} = 0,4662$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,4662}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0011 \end{aligned}$$

Karena $p < p_{min}$, Maka digunakan nilai $p = 0,0011$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= p \times b \times d \\ &= 0,0011 \times 1000 \times 105 \\ &= 189 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diperhitungkan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2 dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 2 \times h \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 2 \times 130 \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 260 \text{ mm atau } 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka $S_{\max}$, diambil yang terkecil = 260 mm

Kebutuhan tulangan pakai

Digunakan tulangan lentur D 10 – 150

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= 78,571 \frac{1000}{150} \\ &= 523,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat : $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$523,81 > 189 \quad (\text{OK})$$

Tulangan Lapangan Bawah Arah Y

$$M_u = M_{22 \text{ max}} = 7,5223 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7,5223}{0,9} = 8,3581$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{8358111,11}{1000 \times 11025} = 0,758$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,758}{0,85 \times 30}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0018$$

Karena $p < p_{\min}$, Maka digunakan nilai $p = 0,0018$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= p \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 105 \\ &= 192,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diperhitungkan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2 dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 2 \times h \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 2 \times 130 \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 260 \text{ mm atau } 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka $S_{\max}$, diambil yang terkecil = 260 mm

Kebutuhan tulangan pakai

Digunakan tulangan lentur D 10 – 150

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= 78,571 \frac{1000}{150} \\ &= 523,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat : $\text{As pakai} > \text{As perlu}$

$$523,81 > 192,43 \quad \textbf{(OK)}$$

Tulangan Tumpuan Atas Arah X

$$M_u = M_{22 \max} = 11,789 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11,789}{0,9} = 13,099$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{13098555,6}{1000 \times 11025} = 1,188$$

$$\begin{aligned} p &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,1,188}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0029 \end{aligned}$$

Karena $p < p_{\min}$, Maka digunakan nilai $p = 0,0029$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= p \times b \times d \\ &= 0,0029 \times 1000 \times 105 \\ &= 304,28 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diperhitungkan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2 dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 2 \times h \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 2 \times 130 \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 260 \text{ mm atau } 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka $S_{\max}$, diambil yang terkecil = 260 mm

Kebutuhan tulangan pakai

Digunakan tulangan lentur D 10 – 150

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= 78,571 \frac{1000}{150} \\ &= 523,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat : $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$523,81 > 304,28 \quad (\text{OK})$$

Tulangan Tumpuan Atas Arah Y

$$M_u = M_{22 \text{ max}} = 12,518 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11,789}{0,9} = 13,909$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{13909222,2}{1000 \times 11025} = 1,2616$$

$$\begin{aligned} p &= \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,2616}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0031 \end{aligned}$$

Karena $p < p_{\min}$, Maka digunakan nilai $p = 0,0031$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= p \times b \times d \\ &= 0,0029 \times 1000 \times 105 \\ &= 323,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan diperhitungkan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2 dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 2 \times h \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 2 \times 130 \text{ atau } 450 \text{ mm} \\ &= 260 \text{ mm atau } 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka S_{max} , diambil yang terkecil = 260 mm

Kebutuhan tulangan pakai

Digunakan tulangan lentur D 10 – 150

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= 78,571 \frac{1000}{150} \\ &= 523,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

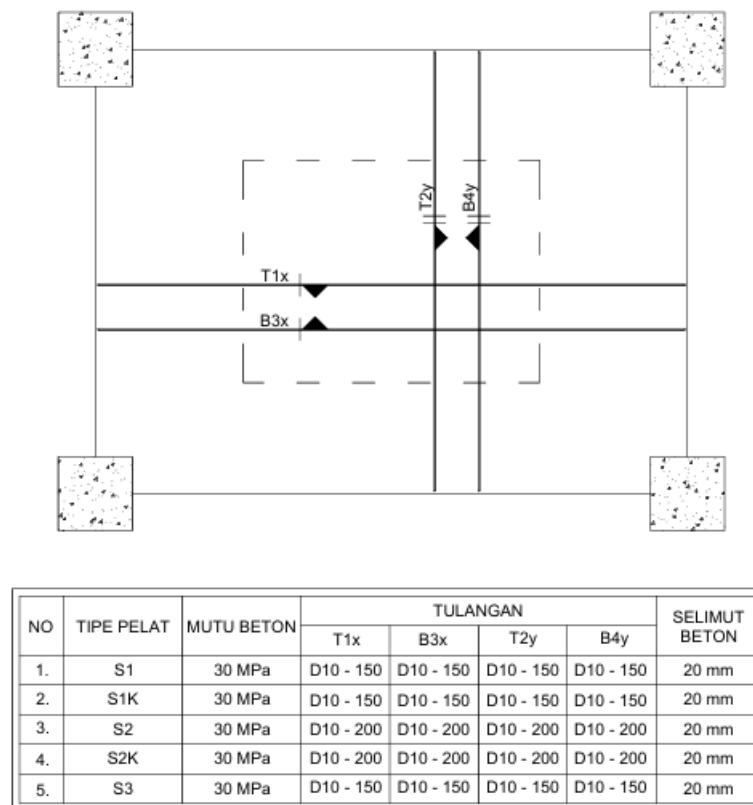
Syarat : $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$523,81 > 323,62 \quad \textbf{(OK)}$$

Tabel 4. 21 Rekap Penulangan Pelat

Tipe Pelat	Tebal Pelat (mm)	Tebal Efektif, d (mm)	Daerah	Posisi	Mu (kNm)	Mn (kNm)	As min 1 (mm ²)	As min 2 (mm ²)	As Perlu (mm ²)	S max (mm)	As Pakai (mm ²)	Cek	Dipasang
S1	130	105	Tumpuan	Arah x	11,789	13,099	234	182	304,281	260	523,810	OK	D10-150
				Arah Y	12,518	13,909	234	182	323,616	260	523,810	OK	D10-150
			Lapangan	Arah X	4,626	5,140	234	182	189,00	260	523,810	OK	D10-150
				Arah Y	7,522	8,358	234	182	192,431	260	523,810	OK	D10-150
S1K	130	105	Tumpuan	Arah X	10,624	11,805	234	182	273,551	260	523,810	OK	D10-150
				Arah Y	7,909	8,787	234	182	202,447	260	523,810	OK	D10-150
			Lapangan	Arah X	9,158	10,176	234	182	235,072	260	523,810	OK	D10-150
				Arah Y	2,858	3,175	234	182	189,00	260	523,810	OK	D10-150
S2	150	125	Tumpuan	Arah x	11,773	13,081	270	210	253,383	300	392,857	OK	D10-200
				Arah Y	9,041	10,045	270	210	225,00	300	392,857	OK	D10-200

Tipe Pelat	Tebal Pelat (mm)	Tebal Efektif, d (mm)	Daerah	Posisi	Mu (kNm)	Mn (kNm)	As min 1 (mm ²)	As min 2 (mm ²)	As Perlu (mm ²)	S max (mm)	As Pakai (mm ²)	Cek	Dipasang
			Lapangan	Arah X	4,839	5,377	270	210	225,00	300	392,857	OK	D10-200
				Arah Y	5,260	5,844	270	210	225,00	300	392,857	OK	D10-200
S2K	150	125	Tumpuan	Arah x	8,721	9,690	270	210	225,00	300	392,857	OK	D10-200
				Arah Y	8,446	9,384	270	210	225,00	300	392,857	OK	D10-200
			Lapangan	Arah x	3,087	3,430	270	210	225,00	300	392,857	OK	D10-200
				Arah Y	4,391	4,879	270	210	225,00	300	392,857	OK	D10-200
S3	130	105	Tumpuan	Arah x	3,102	3,446	234	182	189,00	260	523,810	OK	D10-150
				Arah Y	4,061	4,512	234	182	189,00	260	523,810	OK	D10-150
			Lapangan	Arah x	2,175	2,417	234	182	189,00	260	523,810	OK	D10-150
				Arah Y	2,020	2,245	234	182	189,00	260	523,810	OK	D10-150



Gambar 4. 44. Detail Pelat

4.7.3. Perhitungan Penulangan Kolom

Untuk merencanakan penulangan pada pelat dibutuhkan data-data yang diperoleh dari hasil analisis SAP 2000 dan mengacu pada SNI 2847:2019

a) Data Perencanaan

Tipe kolom	= K1
Tinggi (L)	= 6050 mm
Sisi pendek kolom (b)	= 900 mm
Sisi panjang kolom (h)	= 900 mm
Diameter tulangan longitudinal (db)	= 22 mm
Diameter tulangan Sengkang (ds)	= 13 mm
Selimut bersih (Cc)	= 40 mm
Kuat tekan beton (f'_c)	= 30 Mpa
Mutu baja tulangan	= 420 Mpa

Tinggi balok bertumpu = 800 mm

Tinggi bersih (L_n) = 5250 mm

b) Hasil Analisis SAP 2000

Output SAP 2000 pada kolom didapatkan sebagai berikut :

Gaya aksial = 3808,59 kN

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text m
1033	0	COMB-MAX	Combination	Min	-3808,59	-167,713	-171,163	-7,7919	-1032,175	-951,06	1033-1 0

Gambar 4. 45 Output Nilai Gaya Aksial

Momen M2 = 1082,15 kNm

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text m
1157	1,05	COMB-MAX	Combination	Max	-366,13	234,821	231,228	7,9406	1082,1529	869,7761	1157-1 1,05

Gambar 4. 46 Output Nilai Momen M2

Momen M3 = 975,083 kNm

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text m
1031	0	COMB-MAX	Combination	Max	-671,784	263,807	208,413	7,9406	1034,6105	975,0831	1031-1 0

Gambar 4. 47 Output Nilai Momen M3

Shear V2 = 263,807 kNm

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text m
1031	0,525	COMB-MAX	Combination	Max	-664,078	263,807	208,413	7,9406	925,405	843,1767	1031-1 0,525

Gambar 4. 48 Output Nilai Shear V2

Shear V3 = 246,661 kNm

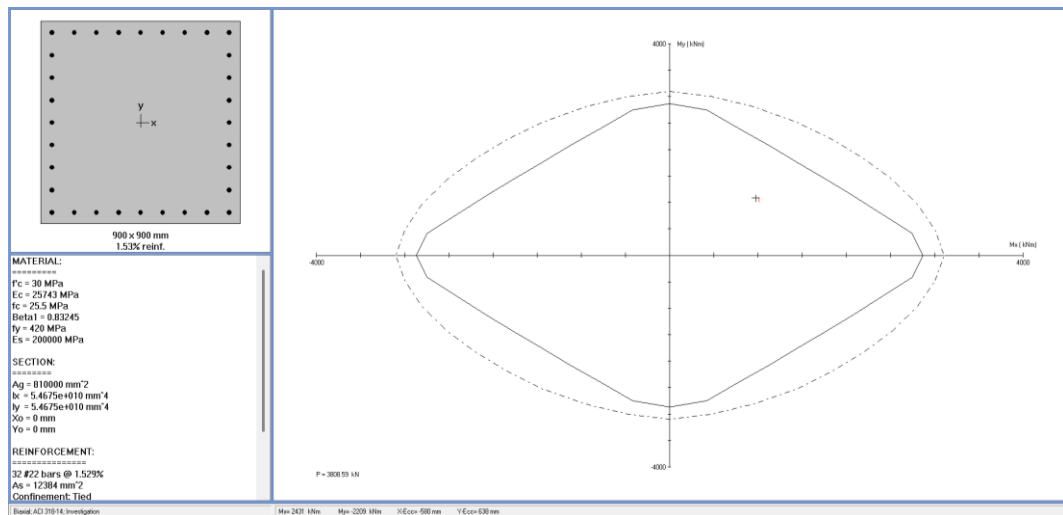
TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text m
989	0	COMB-MAX	Combination	Max	-1095,04	208,261	246,661	44,4918	560,8666	447,4157	989-1 0

Gambar 4. 49 Output Nilai Shear V3

c) Penulangan Longitudinal Kolom

Dari hasil percobaan dengan software SpColumn kolom K1 dengan dimensi

900 x 900 mm digunakan konfigurasi tulangan 32 D 22



Gambar 4. 50 Hasil Konfigurasi SpColumn K1

Dari hasil SpColumn tersebut didapatkan $\rho = 1,53\% = 0,0153$

d) Cek Persyaratan Rasio Tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.4.1 luas tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 Ag atau lebih kecil 0,06 Ag, didapatkan dari persamaan berikut :

$$0,01 \text{ Ag} = 0,01 \times 0,9 \times 0,9 = 0,0081$$

$$0,06 \text{ Ag} = 0,06 \times 0,9 \times 0,9 = 0,0486$$

$$0,0153 \text{ Ag} = 0,0153 \times 0,9 \times 0,9 = 0,0124$$

e) Cek Persyaratan *Strong Column Weak beam*

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.3.2 kekuatan kolom harus memenuhi persamaan berikut :

$$\Sigma M_{nc} > 1,2 \Sigma M_{nb}$$

Nilai ΣM_{nb} diambil pada momen ujung balok B1 yang ditumpu oleh kolom K1

$$\begin{aligned} 1,2 \Sigma M_{nb} &= 1,2 \text{ Mnb atas} + \text{Mnb bawah} \\ &= 1,2 \times 954,39 + 336,78 \\ &= 1549,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nilai ΣM_{nc} didapat dari diagram interaksi kolom P-M dengan spColumn

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	Pu	Mux	Muy	ϕM_{nx}	ϕM_{ny}	$\phi M_n/\mu$	NA Depth	dt Depth	ϵ_t	ϕ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	3808.59	975.08	1082.15	1518.80	1685.57	1.558	567	1196	0.00332	0.755

Tabel 4. 22 Output Nilai ΣM_{nc} SpColumn

Karena kolom bawah sampai atas memiliki penampang yang sama maka digunakan 2 x M_{nc}

Tabel 4. 23 Tabel Hasil Diagram Interaksi Kolom K1

ϕM_{nx} kNm	ϕM_{ny} kNm	ϕ kNm	M_{nx} kNm	M_{ny} kNm
1518,8	1658,57	0,755	2011,66	2232,54

Dari hasil M_{nx} dan M_{ny} diperoleh ΣM_{nc} :

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= 2 M_{nx} \\ &= 2 \times 2232,54 \\ &= 4465,0861 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &> 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 4465,09 &> 1549,4027 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

f) Perhitungan Desain Tulangan Transversal

Dicoba tulangan transversal : 5 kaki D 13

$$\begin{aligned}A_{sh} &= 5 \times 0,25 \times 3,14 \times d_s^2 \\ &= 5 \times 0,25 \times 3,14 \times 169 \\ &= 663,929 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek luas penampang kolom :

Lebar penampang inti beton,

$$\begin{aligned}B_c &= b - 2 C_c \\ &= 900 - 2 \times 40 \\ &= 820 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_c &= h - 2 C_c \\ &= 900 - 2 \times 40 \\ &= 820 \text{ mm}\end{aligned}$$

Luas penampang kolom,

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \times h \\
 &= 900 \times 800 \\
 &= 810000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas penampang inti beton,

$$\begin{aligned}
 A_{ch} &= b_c \times h_c \\
 &= 820 \times 820 \\
 &= 672400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{sh}}{s \text{ min}} \max &= 0,3 \times \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \times \frac{b_c \times f'_c}{f_y} \\
 &\quad 0,09 \times \frac{b_c \times f'_c}{420} \\
 \frac{A_{sh}}{s \text{ min}} \max &= 0,3 \times \frac{810000}{672400} - 1 \times \frac{820 \times 30}{420} = 3,596 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 &\quad 0,09 \times \frac{820 \times 30}{420} = 5,271 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai paling besar yaitu 5,271 mm²/mm

Cek jarak spasi maksimum berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.7.5.3

$$\begin{aligned}
 H_x &= \frac{b - 2 C_c - 2 d_s - d_b}{n.tulangan - 1} \\
 &= \frac{900 - 2.40 - 2.13 - 22}{9 - 1} \\
 &= 96,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Nilai hx untuk jarak antar tulangan yang diikat :

$$\begin{aligned}
 h_x &= 2 \times 96,5 \\
 &= 193 \text{ mm} \\
 S_o &= 100 + \frac{350 - 193}{3} \\
 &= 152,333 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$S_o < 150 \text{ mm}$ dan $S_o < 100 \text{ mm}$, maka $S_o = 100 \text{ mm}$

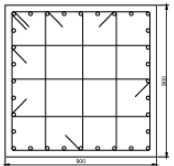
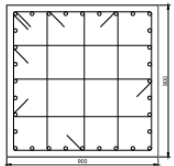
$$\begin{aligned}
 A_{sh \text{ min}} &= 5,271 \times 100 \\
 &= 527,143 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

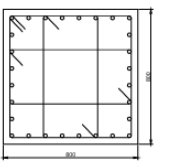
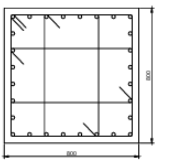
$A_{sh \text{ min}} < A_{sh \text{ pakai}}$

527,14 < 663,929 **(OK)**

Tabel 4. 24 Rekapitulasi Tulangan Kolom

Tipe	Dimensi		As (SAP 2000)	db (mm)	Luas (mm)	Jumlah	As Pasang (mm)	Tul.Utama	Tul.Sengkang		Rasio Tulangan
	b (mm)	h (mm)							Tumpuan	Lapangan	
K1	900	900	8100	22	380,286	32	12169,14	32 D 22	5 D 13 - 100	5 D 13 - 100	1,53%
K2	800	800	6400	22	380,286	28	10648,00	28 D 22	4 D 13 - 100	4 D 13 - 100	1,69%
K3	500	500	2500	22	380,286	16	6084,571	16 D 22	4 D 13 - 100	4 D 13 - 100	2,48 %
K4	300	500	1500	19	283,643	12	3403,741	12 D 19	4 D 13 - 100	4 D 13 - 100	2,27%

KOLOM K1		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	90 X 90 cm	
TULANGAN UTAMA	32 D - 22	32 D - 22
TULANGAN SENGKANG	5D13 - 100	5D13 - 130
SELIMUT BETON	40 mm	40 mm
MUTU BETON	f'c 30 Mpa	
MUTU BAJA TULANGAN	Fy 420 Mpa	

KOLOM K2		
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	80 X 80 cm	
TULANGAN UTAMA	28 D - 22	28 D - 22
TULANGAN SENGKANG	4D13 - 100	4D13 - 130
SELIMUT BETON	40 mm	40 mm
MUTU BETON	f'c 30 Mpa	
MUTU BAJA TULANGAN	Fy 420 Mpa	

Gambar 4. 51 Detail Kolom

4.8. Perencanaan Struktur Bawah

4.8.1. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Borpile

Desain penulangan pada bored pile ditentukan sesuai dengan data uji tanah (N-SPT), penyesuaian tersebut dilakukan agar hasil desain sesuai dengan kondisi di lapangan. Selain itu, untuk keamanan desain dianalisis menggunakan software Sp Column untuk mengevaluasi efektivitas tulangan dan ketahanan tiang terhadap kondisi gaya yang bekerja. Berikut perhitungan pondasi bored pile sebagai berikut:

a) Data Perencanaan Dimensi *Bored Pile*

Berikut data untuk menghitung daya dukung pondasi:

Jenis	= Bored Pile
Diameter Tiang	= 60 cm
Panjang Tiang	= 2180 cm
Tebal Selimut	= 75 mm
Mutu Beton	= 30 Mpa
Tegangan Leleh	= 420 Mpa
Luas Penampang (A)	$= \frac{1}{4}\pi d^2$ $= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 3600^2$ $= 2827,43 \text{ cm}^2$ $= 0,28274 \text{ m}^2$
Keliling Penampang (K)	$= \pi \times d$ $= \frac{22}{7} \times 60$ $= 188,496 \text{ cm}$
Volume (V)	$= \text{Luas} \times \text{Panjang Tiang}$ $= 2827,43 \times 2180$ $= 6163805 \text{ cm}^3$ $= 6,164 \text{ m}^3$

b) Analisis Data Tanah

Berikut merupakan hasil N-SPT pondasi bored pile sebagai berikut :

Tabel 4. 25 Nilai N-SPT

No	Kedalaman	T (m)	N (SPT)
1	0-2	2	-
2	4	2	14
3	6	2,5	17
4	8	2,5	16
5	10	2,5	37
6	12,5	2,5	42
7	15	2,5	28
8	17,5	2,5	18
9	20	2,5	20
10	22,5	2,5	21
11	25	2,5	23
12	27,5	2,5	25
13	30	2,5	29

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai N-SPT diatas ujung tiang, } 8D &= 8 \times 60 \\
 &= 480 \text{ cm} = 4,8 \text{ m} \\
 \text{N - SPT} &= 18 + 20 \\
 &= 38
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai N - SPT dibawah ujung tiang, } 4D &= 4 \times 60 \\
 &= 240 \text{ cm} = 2,4 \text{ m} \\
 \text{N - SPT} &= \frac{38 + 23}{3} \\
 &= 20,33
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kohesi tanah (Cu)} &= \frac{2}{3} \times \text{N-SPT} \times 10 \\
 &= 0,667 \times 20,33 \times 10 \\
 &= 138,667 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 13,556 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

c) Menghitung Daya Dukung Ultimate Ujung Tanah (Q_p)

Pada tanah kohesif, tahanan ujung per satuan luas dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah, dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q_p &= 9 \times C_u \times A \\ &= 9 \times 13,556 \times 0,283 \\ &= 34,495 \text{ ton} \end{aligned}$$

d) Menghitung Daya Dukung selimut Tiang (Q_s)

$$Q_s = F_s \times L \times P$$

Gesekan ulitimit tiang dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$F_s = a \times C_u$$

$$\text{Nilai } a = 0,55$$

$$\begin{aligned} C_u &= \frac{2}{3} \times N - \text{SPT sepanjang tiang} \times 10 \\ &= 0,667 \times 23,443 \times 10 \\ &= 156,284 \text{ kN/m}^2 \\ &= 15,628 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_s &= 0,55 \times 15,628 \\ &= 8,596 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 8,596 \times 21,8 \times 1,885 \\ &= 353,212 \text{ ton} \end{aligned}$$

e) Menghitung Daya Dukung Ultimate Tiang (Q_u) dan *Allowble Tiang* (Q_{all})

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 34,495 + 353,212 \\ &= 387,706 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u \text{ Tiang}}{SF} \\ &= \frac{387,706}{3} \\ &= 129,236 \text{ ton} \end{aligned}$$

f) Menghitung Daya Dukung Netto

$$\begin{aligned} W &= V \times \gamma \text{ beton} \\ &= 6163805 \times 0,0024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 14793,13 \text{ kg} \\
 &= 14,793 \text{ ton} \\
 Q_{\text{nett}} &= Q_{\text{all}} - W \\
 &= 129,236 - 14,793 \\
 &= 114,442 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

g) Menghitung Kebutuhan Pondasi (n)

$$P_u = 402,41 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P_u}{Q_{\text{Nett}}} \\
 &= \frac{402,41}{114,442} \\
 &= 3,516 \text{ buah} \\
 &= 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

h) Menghitung Efisiensi Pondasi

$$\text{Jumlah baris} = 3$$

$$\text{Jumlah tiang} = 2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar pondasi} &= 2,5 D \sim 4 D \\
 &= 2,5 \times 600 \sim 4 \times 600 \\
 &= 1500 \sim 2400 \\
 &= 1500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \arctan D/S \\
 &= \arctan 600 / 1500 \\
 &= 21,801
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \frac{\theta}{90} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right] \\
 &= 1 - \frac{21,801}{90} \left[\frac{(2-1)3 + (3-1)2}{3 \times 2} \right] \\
 &= 71,739 \%
 \end{aligned}$$

i) Menghitung Daya Dukung Izin (Q all)

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{all}} &= n \times \text{Eff} \times Q_{\text{net}} \\
 &= 5 \times 71,739 \% \times 114,442
 \end{aligned}$$

$$= 410,498$$

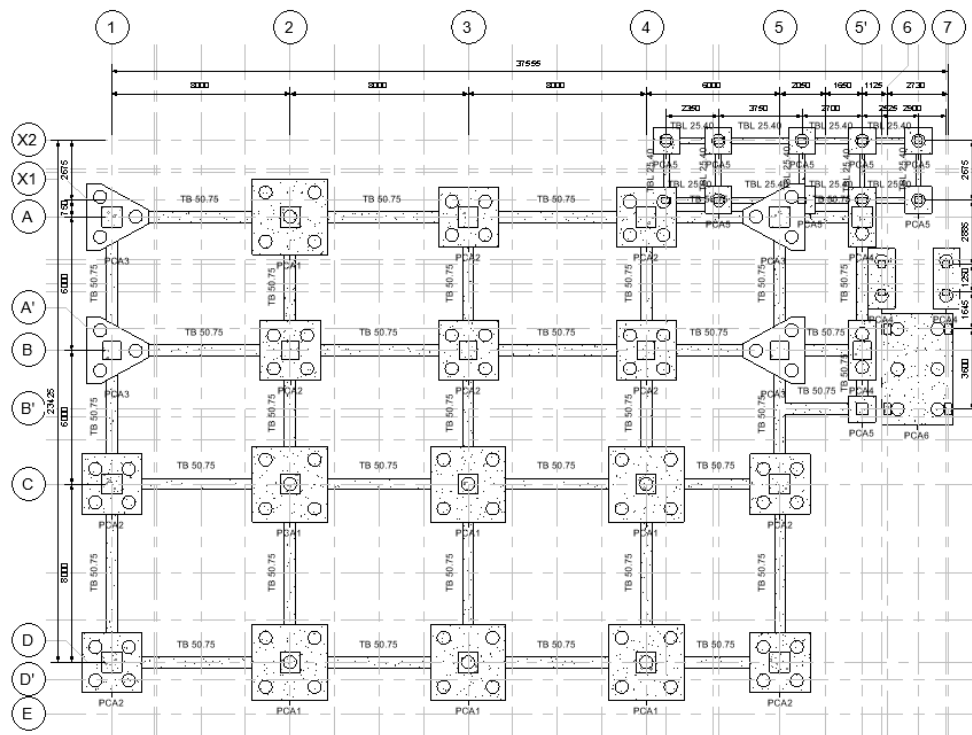
j) Cek Beban yang Diterima Pondasi

$$P < Q_{all}$$

$$402,41 < 410,498 \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kebutuhan Tiang Borpile

Titik Grid	Dimensi (mm)	Panjang Tiang (mm)	Pu (ton)	Q net (ton)	Jumlah Titik (n)	Eff	Q All	Pu < Q All
2D	600	2180	402,41	114,44	5	0,718	410,5	OK
1D	600	2180	315,95	114,44	4	0,795	382,02	OK
1B	600	2180	233,65	114,44	3	0,838	287,883	OK
5'B	600	2180	160,69	114,44	2	0,878	201,162	OK
5'B'	600	2180	64,035	114,44	1	1	114,44	OK



Gambar 4. 52 Denah Perletakan Pile Cap dan Tiang Borpile

4.8.2. Perhitungan Penulangan Pondasi Bored Pile

Dalam merencanakan penulangan pada pondasi boredpile ditentukan dengan data perencanaan sebagai berikut :

a) Data Perencanaan

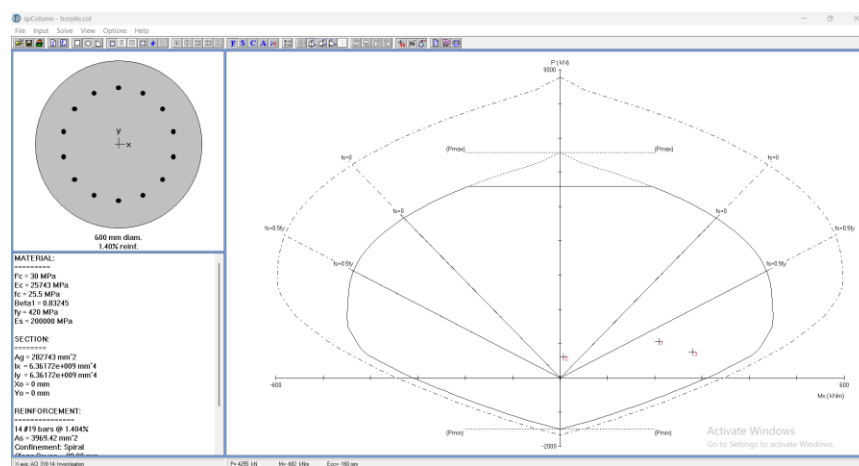
Diameter Tiang	= 600 mm
Selimut Beton Tiang	= 75 mm
Mutu Beton (f'_c)	= 30 Mpa
Mutu Baja (f_y)	= 420 Mpa
Diameter Tulangan Longitudinal	= D 19
Diameter Tulangan Geser	= D 13 – 100

b) Analnsis Gaya Dalam

Analisis penulangan terhadap gaya dalam aksial lentur pada pondasi dengan menggunakan software spColumn, untuk mengetahui gaya dalam terhadap diagram interaksi pada penampang yang telah dimodelkan.

Tabel 4. 27 Gaya Aksial - Lentur

Aksial – Lentur		
Kondisi	P (kN)	M (kN – m)
P max	1061,29	208,547
P min	610,458	7,027
M max	754,082	279,476



Tabel 4. 28 Diagram Interaksi Tiang Borpile

Berikut merupakan hasil analisis digram interaksi gaya dalam pada pondasi tiang borpile telah memenuhi persyaratan keamanan struktural, dimana seluruh titik beban yang bekerja masi berada didalam batas kurva interaksi. Sehingga hal tersebut menunjukan bahwa penampang memiliki kapasitas yang memadai untuk memikul kombinasi gaya aksial dan momen lentur.

c) Perhitungan Tulangan Transversal

$$\text{Diameter Spiral} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut Beton} = 75 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 600^2 \\ &= 282857 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_w &= \frac{A_g}{0,8 \times D} \\ &= \frac{282857}{0,8 \times 600} \\ &= 589,286 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ Perlu 1} &= \frac{0,35 \times b_w \times s}{f_y} \\ &= \frac{0,35 \times 589,286 \times 600}{420} \\ &= 294,643 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ Perlu 2} &= 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_w \times s}{f_y} \\ &= 285,643 \text{ mm} \end{aligned}$$

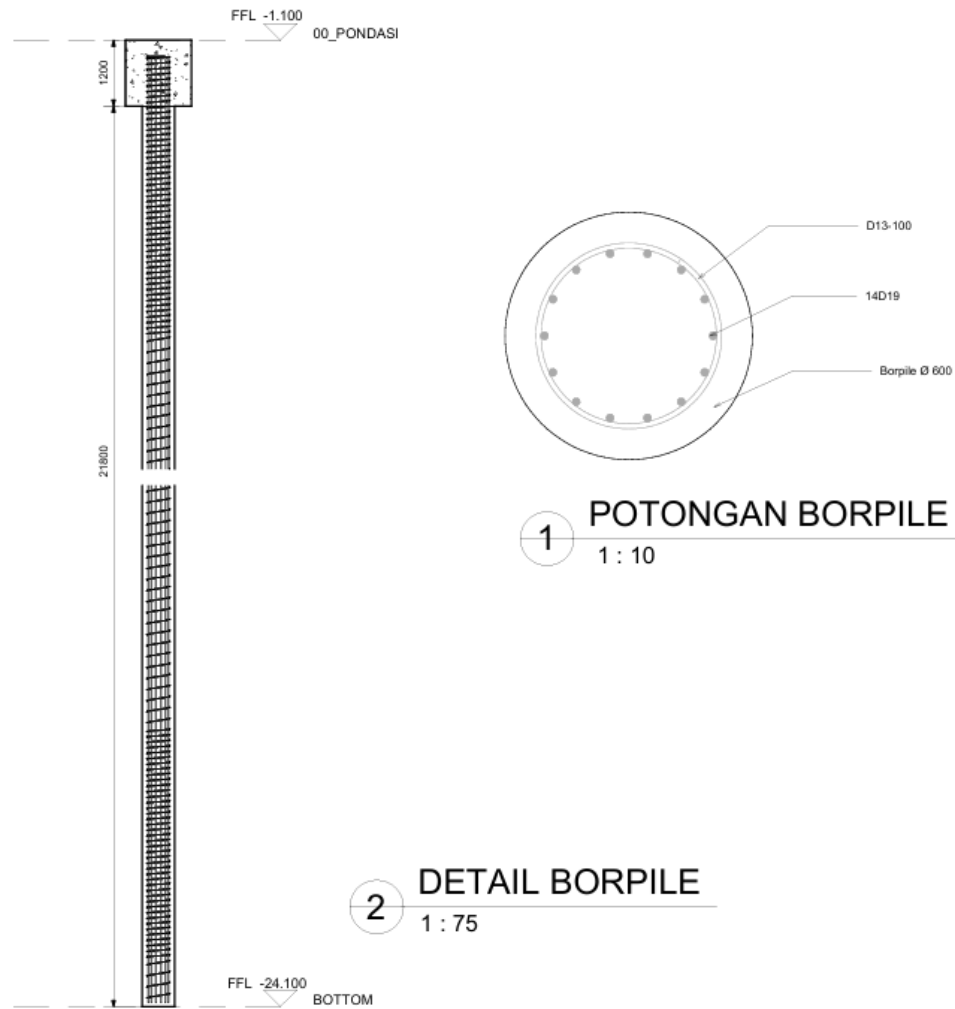
Digunakan A_v perlu = 294,643 mm

Tulangan spiral yang digunakan D13-100

$$\begin{aligned} A_v \text{ pakai} &= \frac{\text{Luas penampang Tulangan} \times \pi D}{s} \\ &= \frac{132,7 \times 1885,71}{100} \\ &= 2502,343 \text{ mm} \end{aligned}$$

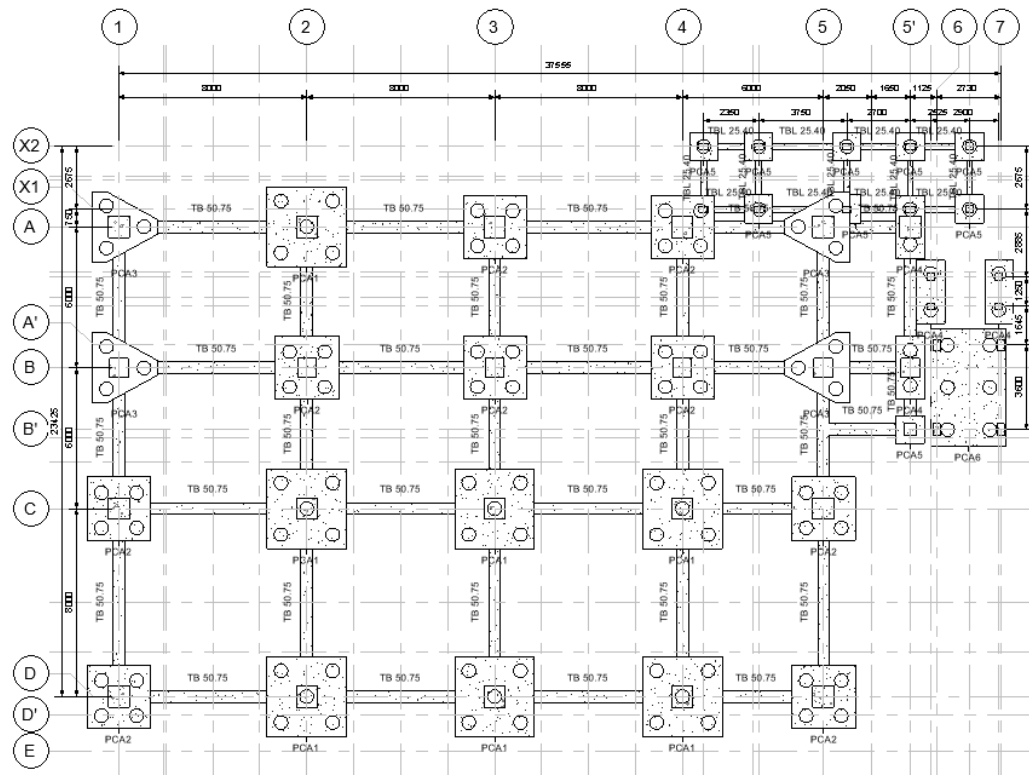
$A_v \text{ pakai} > A_v \text{ perlu}$

2502,343 > 294,643 (OK)



Gambar 4. 53 Detail Penulangan Borpile

4.8.3. Perhitungan Penulangan Pile Cap



Tabel 4. 29 Denah Perencanaan Pile Cap

Berikut merupakan perencanaan perhitungan penulangan pile cap :

Pile Cap PC 1

Data Perencanaan

Diameter Pondasi, $D = 600 \text{ mm}$

b (kolom) $= 900 \text{ mm}$

h (kolom) $= 900 \text{ mm}$

Jarak antar tiang $= 1500 \text{ mm}$

Mutu Beton (f'_c) $= 30 \text{ Mpa}$

Mutu Baja (f_y) $= 420 \text{ Mpa}$

Dimensi Pile Cap

Jarak tiang ke tepi $= 1d \sim 2d$
 $= 600 \sim 1200$
 $= 600$

Panjang Pile cap $= 3400 \text{ mm}$

Lebar Pile cap = 3400 mm

Analisa gaya geser satu arah yang terjadi pada penampang kritis

$$\begin{aligned}\Sigma &= \frac{Pu}{A} \\ &= \frac{3946,275}{11,56} \\ &= 341,373 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{Tebal efektif pile cap} \\ &= 1200 \times 100 \times 22 \\ &= 1078 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}G' &= \text{daerah pembebanan geser satu arah} \\ &= L - \left(\frac{1}{2} + \text{lebar kolom} / 2 + d \right) \\ &= 3400 - \left(\frac{3400}{2} + \frac{900}{2} + 1078 \right) \\ &= 172 \text{ mm} = 0,172 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= \sigma \times L \times G \\ &= 341,373 \times 3,4 \times 0,172 \\ &= 199,635 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \text{Kuat geser beton} \\ &= 0,75 \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times \text{lebar pilecap} \times d \\ &= 0,75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 3400 \times 1078 \\ &= 2509391 \text{ N} \\ &= 2509,391 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\phi V_c &> V_u \\ 2509,391 &> 199,635 \quad \textbf{(OK)}\end{aligned}$$

Karena pile cap berbentuk persegi maka cek kontrol pada penampang kritis gaya geser 1 arah (arah y) bermilai sama.

Gaya geser dua arah pada keliling kritis

$$\begin{aligned}B' &= b \text{ kolom} + d/2 \times 2 \\ &= 900 + \frac{1078}{2} \times 2 \\ &= 1978 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= 4 \times B' \\
 &= 4 \times 1978 \\
 &= 7912 \text{ mm} \\
 &= 7,912 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tegangan geser dengan 3 persamaan

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= \frac{b_{kolom}}{h_{kolom}} \\
 &= \frac{900}{900} \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 7912 \times 1078 \\
 &= 23825161 \text{ N} \\
 &= 23825,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{c2} = \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \text{Untuk kolom digunakan 40} \\
 &= \frac{1}{12} \times \left(\frac{\alpha \times d}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,0833 \times \left(\frac{40 \times 1078}{7912} + 2\right) \times 5,477 \times 7912 \\
 &= 29002654 \text{ N} \\
 &= 29002,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= \frac{1}{3} (\lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d) \\
 &= \frac{1}{3} (1 \times \sqrt{30} \times 7912 \times 1078) \\
 &= 15572001 \text{ N} \\
 &= 15572 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka diambil V_c terkecil yaitu $= 15572 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 15572 \\
 &= 11679 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menghitung tegangan geser tanah (V_u)

$$V_u = \sigma \times (L^2 - B^2)$$

$$= 341,373 (11,56 \times 3,912)$$

Perhitungan Tulangan Lentur

Karena pile cap berbentuk persegi maka desain lentur arah x = arah y

Menentukan daerah kritis pasang tulangan pile cap

$$\begin{aligned} B &= \frac{\text{Lebar pile cap}}{2} - \frac{b \text{ kolom}}{2} \\ &= \frac{3400}{2} - \frac{900}{2} \\ &= 1250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berat sendiri pile cap

$$\begin{aligned} Q &= \text{Berat jenis} \times \text{lebar pile cap} \times \text{tebal pile cap} \\ &= 2400 \times 3,4 \times 1,2 \\ &= 9792 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 2 \times \left(\frac{P_u}{n \text{ tiang}} - s \right) - \frac{1}{2} \times q \times B^2 \\ &= 2 \times \left(\frac{3946,275}{5} - 1,5 \right) - \frac{1}{2} \times q \times 97,92 \times 1,563 \\ &= 2291,265 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nilai ketahanan R_n pilecap

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{2291265000}{0,9 \times 3400 \times 1162084} \\ &= 0,644 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2}{0,85} \times \frac{R_n}{f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2}{0,85} \times \frac{0,644}{30}} \right) \\ &= 0,00155 \end{aligned}$$

Maka, as perlu pile cap

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= p \text{ perlu} \times b \times d \\ &= 0,00155 \times 3400 \times 1078 \\ &= 5695,852 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bawah (arah x dan y) D 22 – 110

Menghitung kebutuhan tulangan

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{Lebar penampang} - 2 \times \text{selimut beton}}{\text{Jarak Tulangan}} \\
 &= \frac{3400 - 200}{110} \\
 &= 29,09 \text{ buah} \\
 &= 30 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times d^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 484^2 \times 30
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &> \text{As perlu} \\
 11403,981 &> 5695,852 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Menghitung kebutuhan tulangan atas (arah x dan y) D 19 – 110

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times d^2 \times n \text{ tulangan} \\
 &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 361 \times 30 \\
 &= 8509,2857 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &> 20\% \text{ As pakai tulangan bawah} \\
 8509,2857 &> 2280,7963 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

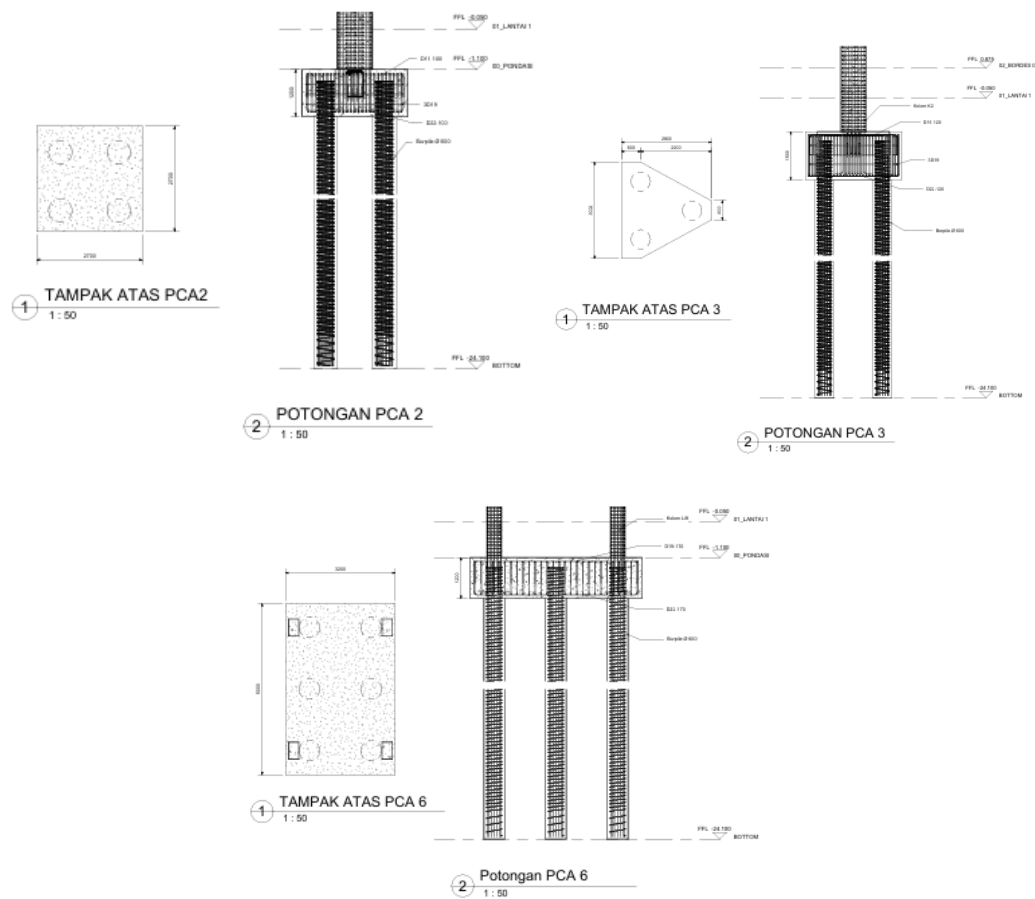
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kebutuhan Pile Cap

Type	Dimensi Pilecap (mm)		Tebal Pilecap (mm)	Pu (ton)	Qu (ton)	Q net (ton)	Jumlah titik (n)	Eff	S (mm)	Q All	Cek $P_u \leq Q_{all}$
	Lx	Ly									
PCA1	3400	3400	1200	402,41	387,7065	114,442	5	0,718	1500	410,499	OK
PCA2	2700	2700	1200	315,95	387,7065	114,442	4	0,795	1500	382,027	OK
PCA3	2500	2700	1500	233,65	387,7065	114,442	3	0,838	1500	287,883	OK
PCA4	1200	2700	1200	160,69	387,7065	114,442	2	0,878	1500	201,162	OK
PCA5	1200	1200	1200	64,035	387,7065	114,442	1	1	0	114,442	OK
PCA6	3200	5000	1200	215,01	387,7065	114,442	6	0,761	1800	522,563	OK

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Tulangan Pile Cap

Tipe	Arah Tulangan	Daerah	As Perlu (mm²)	As Pakai (mm²)	Tulangan	Cek As Pakai > As Perlu
PCA1	X	Atas	2280,8	8509,29	D19-110	OK
		Bawah	5695,85	11403,98	D22-110	OK
	Y	Atas	2280,8	8509,29	D19-110	OK
		Bawah	5695,85	11403,98	D22-110	OK
PCA2	X	Atas	1900,66	9503,32	D19-100	OK
		Bawah	4543,37	11403,98	D22-100	OK
	Y	Atas	1900,66	9503,32	D19-100	OK
		Bawah	4543,37	11403,98	D22-100	OK
PCA3	X	Atas	1520,53	5672,857	D19-125	OK
		Bawah	4381,66	6842,389	D22-125	OK
	Y	Atas	1520,53	5672,857	D19-125	OK
		Bawah	4381,66	6842,389	D22-125	OK
PCA4	X	Atas	1520,53	5672,857	D19-125	OK
		Bawah	4381,66	6842,389	D22-125	OK
	Y	Atas	1520,53	5672,857	D19-125	OK

		Bawah	4381,66	6842,389	D22-125	OK
PCA5	X	Atas	361,911	2552,786	D16-150	OK
		Bawah	114,412	2613,805	D16-150	OK
	Y	Atas	361,911	2552,786	D16-150	OK
		Bawah	114,412	2613,805	D16-150	OK
PCA6	X	Atas	1216,43	3218,29	D16-150	OK
		Bawah	114,36	6082,12	D16-150	OK
	Y	Atas	361,911	2552,786	D22-175	OK
		Bawah	114,412	2613,805	D22-175	OK



Gambar 4. 54 Detail Penulangan Pelat

4.8.4. Perhitungan Penulangan Tie Beam

Desain penulangan pada tie beam ditentukan dengan beban aksial kolom hasil Analisa SAP 2000 dengan parameter respon spektrum gempa dilokasi bangunan. Keduanya untuk memastikan struktur mampu menahan beban akibat gaya gravitasi dan lateral dengan aman. Perencanaan tie beam dilakukan dengan Analisa sebagai berikut:

a) Data Perencanaan

Jenis Tie Beam = TB1

Bentang, $L = 8000$ mm

h (tie beam) = 750 mm

b (tie beam) = 500 mm

Selimut beton = 40 mm

Diameter tulangan utama	= 22 mm
Diameter tulangan Sengkang	= 13 mm
Tebal efektif, d	= Selimut beton + tul.sengkang + $\frac{1}{2}$. tul.utama
	= 40 + 13 + 11
	= 64 mm
d'	= h - d'
	= 750 - 64
	= 686 mm
Mutu beton (f'c)	= 30 Mpa
Mutu baja (fy)	= 420 Mpa

b) Desain Distribusi Tegangan Beton

Tie beam direncanakan menggunakan mutu beton f'c 30 Mpa, nilai koefesien distribusi tegangan ditentukan dengan persmaan berikut :

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - \frac{0,85 f'c - 28}{7} \\ &= 0,85 - \frac{0,85 \cdot 30 - 28}{7} \\ &= 0,836\end{aligned}$$

c) Perhitungan gaya aksial tie beam

Gaya aksial kolom yang diikat oleh tieam dari hasil analisis SAP 2000 diketahui:

$$P_g = 3946,3$$

$$S_{ds} = 0,665$$

$$\begin{aligned}P_u &= 10\% \times S_{ds} \times P_g \\ &= 10\% \times 0,665 \times 3946,3 \\ &= 262,53 \text{ kN}\end{aligned}$$

Syarat :

$$P_u > 0,1 A_g F'c$$

$$262,53 > 0,1 \times 375000 \times 30$$

$$262,53 < 1125000$$

Dari hasil analisis tersebut diketahui gaya aksial pada kolom lebih kecil dari 10% penampang tie beam, maka gaya aksial pada kolom tidak dapat diperhitungkan.

d) Perhitungan penurunan tie beam atau *differential settlement*

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25743 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 500 \times 750^3 \\ &= 17578125000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Maka untuk nilai differential settlement, Δ ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{Ln}{300} \\ &= \frac{8000}{300} \\ &= 26,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat tumpuan} &= 6.E_c.I_g \times \frac{\Delta}{Ln^2} \\ &= 6 \times 25743 \times 17578125000 \times \frac{26,667}{8000^2} \\ &= 1131,282 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser akibat tumpuan} &= 12.E_c.I_g \times \frac{\Delta}{Ln^3} \\ &= 12 \times 25743 \times 17578125000 \times \frac{26,667}{8000^3} \\ &= 282,821 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e) Perhitungan gaya dalam akibat beban gravitasi (g)

$$\text{Tinggi lantai} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Berat dinding} = 13 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat dinding merata} = 65 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Berat gravitasi, g} &= \frac{2400 \times 9,807}{1000} \\ &= 23,536 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat merata ultimate} &= 1,4 (q \text{ tie beam} + q \text{ dinding}) \\ &= 1,4 \times (8,826 + 65) \\ &= 103,356 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu tumpuan, MD (-)} &= - \frac{Qu \times Ln^2}{12} \\
 &= - 0,0833 \times 103,356 \times 8000^2 \\
 &= -551,234 \text{ kN/mm} \\
 \text{Mu lapangan} &= \frac{Qu \times Ln^2}{24} \\
 &= 0,0417 \times 103,356 \times 8000^2 \\
 &= 275,617 \text{ kN/m} \\
 \text{Vu Tumpuan} &= \frac{Qu \times Ln}{2} \\
 &= \frac{103,356 \times 8}{2} \\
 &= 413,426 \text{ kN} \\
 \text{Vu Lapangan} &= \frac{Qu \times Ln}{4} \\
 &= \frac{103,356 \times 8}{4} \\
 &= 206,713 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f) Perhitungan Penulangan Longitudinal

Desain penulangan tumpuan (-)

Direncanakan tulangan tie beam 7 D 22

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak bersih tulangan (x)} &= \frac{b - 2Cc - 2ds - 2d - n \times db}{n - 1} \\
 &= \frac{500 - 80 - 26 - 7 \times 22}{7 - 1} \\
 &= 40
 \end{aligned}$$

Syarat :

Nilai x $\geq$ nilai db atau 25 mm

40 $\geq$ nilai db atau 25 mm **(OK)**

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times n \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 7 \\
 &= 2660,93 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As min 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} \times b \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 500 \times 686 \\
 &= 1118,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 500 \times 686 \\
 &= 1143,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ pasang}} &\geq A_{s \min} \\
 2660,93 &\geq 1118,27 ; 1143,33 \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times f'_c \times b} \\
 &= \frac{2260,93 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500} \\
 &= 87,654 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\
 &= 2660,93 \times 420 \times 686 \times 43,827 \\
 &= 717,686 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{87,654}{0,836} \\
 &= 104,885
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_c &= \frac{d - c}{c} \times 0,003 \\
 &= \frac{581,115}{104,885} \times 0,003 \\
 &= 0,0166
 \end{aligned}$$

Mentukan momen nominal dan momen ultimate tie beam

$$\phi = 0,65 \leq 0,65 + \frac{\epsilon_s - 0,002}{0,003 \times 0,25} \leq 0,09$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 717,686 \\
 &= 645,918
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u (-) &= -551,23 + 1131,28 \\
 &= 580,048
 \end{aligned}$$

Cek kapasitas momen :

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 645,918 &> 580,048 \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

Desain Penulangan Tumpuan (+)

Direncanakan tulangan tie beam 8 D 22

$$\begin{aligned}\text{Jarak bersih tulangan (x)} &= \frac{b - 2Cc - 2ds - 2d - n \times db}{n - 1} \\ &= \frac{500 - 80 - 26 - 8 \times 22}{8 - 1} \\ &= 31,143\end{aligned}$$

Syarat :

$$\text{Nilai x} \geq \text{nilai db atau 25 mm}$$

$$31,143 \geq \text{nilai db atau 25 mm} \quad (\text{OK})$$

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times n \\ &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 8 \\ &= 3041,06 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As min 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 500 \times 686 \\ &= 1118,27 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 500 \times 686 \\ &= 1143,33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\text{As pasang} \geq \text{As min}$$

$$3041,06 \geq 1118,27 ; 1143,33 \quad (\text{OK})$$

Perhitungan tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$\begin{aligned}a &= \frac{As \times F_y}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{3041,06 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500} \\ &= 100,176 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= As \times f_y \times d - \frac{a}{2} \\ &= 3041,06 \times 420 \times 686 \times 43,827 \\ &= 820,213 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{100,176}{0,836}$$

$$= 119,869$$

$$\epsilon_c = \frac{d-c}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{566,131}{119,869} \times 0,003$$

$$= 0,01417$$

Mentukan momen nominal dan momen ultimate tie beam

$$\phi = 0,65 \leq 0,65 + \frac{\epsilon_s - 0,002}{0,003 \times 0,25} \leq 0,09$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 820,213$$

$$= 738,191$$

$$M_u (-) = -551,23 + 1131,28$$

$$= 580,048$$

Cek kapasitas momen :

$$\phi M_n > M_u$$

$$738,191 > 580,048 \quad \textbf{(OK)}$$

Desain Penulangan Lapangan (-)

Direncanakan tulangan tie beam 4 D 22

$$\text{Jarak bersih tulangan (x)} = \frac{b - 2Cc - 2ds - 2d - n \times db}{n - 1}$$

$$= \frac{500 - 80 - 26 - 4 \times 22}{4 - 1}$$

$$= 102$$

Syarat :

$$\text{Nilai x} \geq \text{nilai db atau 25 mm}$$

$$102 \geq \text{nilai db atau 25 mm} \quad \textbf{(OK)}$$

$$\text{As pasang} = \frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times n$$

$$= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 4$$

$$= 1520,53 \text{ mm}^2$$

$$\text{As min 1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 500 \times 686$$

$$\begin{aligned}
 &= 1118,27 \text{ mm}^2 \\
 \text{As min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 500 \times 686 \\
 &= 1143,33 \text{ mm}^2 \\
 \text{As pasang} &\geq \text{As min} \\
 1520,53 &\geq 1118,27 ; 1143,33 \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

Desain Penulangan Lapangan (+)

Direncanakan tulangan tie beam 4 D 22

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak bersih tulangan (x)} &= \frac{b - 2Cc - 2ds - 2d - n \times db}{n - 1} \\
 &= \frac{500 - 80 - 26 - 4 \times 22}{4 - 1} \\
 &= 102
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai x} &\geq \text{nilai db atau 25 mm} \\
 102 &\geq \text{nilai db atau 25 mm} \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times n \\
 &= \frac{3,14}{4} \times 22^2 \times 4 \\
 &= 1520,53 \text{ mm}^2 \\
 \text{As min 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 500 \times 686 \\
 &= 1118,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 500 \times 686 \\
 &= 1143,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &\geq \text{As min} \\
 1520,53 &\geq 1118,27 ; 1143,33 \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times F_y}{0,85 \times f'c \times b}$$

$$= \frac{1520,53 \times 420}{0,85 \times 30 \times 500}$$

$$= 50,0081 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times f_y \times d - \frac{a}{2}$$

$$= 1520,53 \times 420 \times 686 \times 43,827$$

$$= 410,106 \text{ kNm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{50,0881}{0,836}$$

$$= 59,9344$$

$$\epsilon_c = \frac{d - c}{c} \times 0,003$$

$$= \frac{626,066}{59,934} \times 0,003$$

$$= 0,0313$$

Mentukan momen nominal dan momen ultimate tie beam

$$\phi = 0,65 \leq 0,65 + \frac{\epsilon_s - 0,002}{0,003 \times 0,25} \leq 0,09$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 410,106$$

$$= 369,096$$

$$M_u (+) = 275,617$$

Cek kapasitas momen :

$$\phi M_n > M_u$$

$$369,096 > 275,617 \quad \textbf{(OK)}$$

g) Desain Penulangan Transversal / Geser

Perhitungan penulangan geser tumpuan

Direncanakan penulangan geser tie beam 2 D 13 – 100

$$A_s \text{ pasang} = \frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times n$$

$$= \frac{3,14}{4} \times 13^2 \times 2$$

$$= 265,465 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 413,426 + 282,821$$

$$= 696,246 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= \frac{V_u}{\phi} \\
 &= \frac{696,246}{0,75} \\
 &= 928,328 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{max 1}} &= d/4 \\
 &= 171,5
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{max 2}} = 600 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S_{\text{pakai}} \leq S_{\text{max 1}}; S_{\text{max 2}}$$

$$100 \leq 171,5 \quad \textbf{(OK)}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= A_v \times f_y \times d/s \\
 &= 696,246 \times 420 \times 6,86 \\
 &= 1239,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Batas } V_s &= 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 500 \times 686 \\
 &= 1239,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 500 \times 686 \\
 &= 319,377 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \text{ min} \\
 &= 319,377 + 1239,93 \\
 &= 1559,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \times 1559,31 \\
 &= 1169,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek kapasitas :

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &\geq V_u \\
 1169,48 &\geq 696,246 \quad \textbf{(OK)}
 \end{aligned}$$

Direncanakan penulangan geser tie beam 2 D 13 – 150

$$A_s \text{ pasang} = \frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times n$$

$$= \frac{3,14}{4} \times 13^2 \times 2$$

$$= 265,465 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 206,713$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$= \frac{206,713}{0,75}$$

$$= 275,617 \text{ kN}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{max 1}} = d/2$$

$$= 343$$

$$S_{\text{max 2}} = 600 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S_{\text{pakai}} \leq S_{\text{max 1}}; S_{\text{max 2}}$$

$$150 \leq 343 \quad \textbf{(OK)}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d/s$$

$$= 206,713 \times 420 \times 4,573$$

$$= 397,054 \text{ kN}$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0,66 \times \sqrt{30} \times 500 \times 686$$

$$= 1239,93 \text{ kN}$$

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

$$= 0,17 \times \sqrt{30} \times 500 \times 686$$

$$= 319,377 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ min}$$

$$= 319,377 + 397,054$$

$$= 716,431 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 716,431$$

$$= 537,323 \text{ kN}$$

Cek kapasitas :

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$537,323 \geq 206,713 \quad (\text{OK})$$

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Tulangan Longitudinal Tie Beam

Tipe	Daerah	Posisi	As min 1	As min 2	As Pasang	Dipasang	Cek As Pasang > As min
TB1	Tumpuan	Atas	1118,27	1143,33	2660,93	7D22	OK
		Bawah	1118,27	1143,33	3041,06	4D22	OK
	Lapangan	Atas	1118,27	1143,33	1520,53	4D22	OK
		Bawah	1118,27	1143,33	1520,53	4D22	OK
TBL	Tumpuan	Atas	275,08	281,25	804,25	4D16	OK
		Bawah	275,08	281,25	804,25	4D16	OK
	Lapangan	Atas	275,08	281,25	804,25	4D16	OK
		Bawah	275,08	281,25	804,25	4D16	OK

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Penulangan Geser Tie Beam

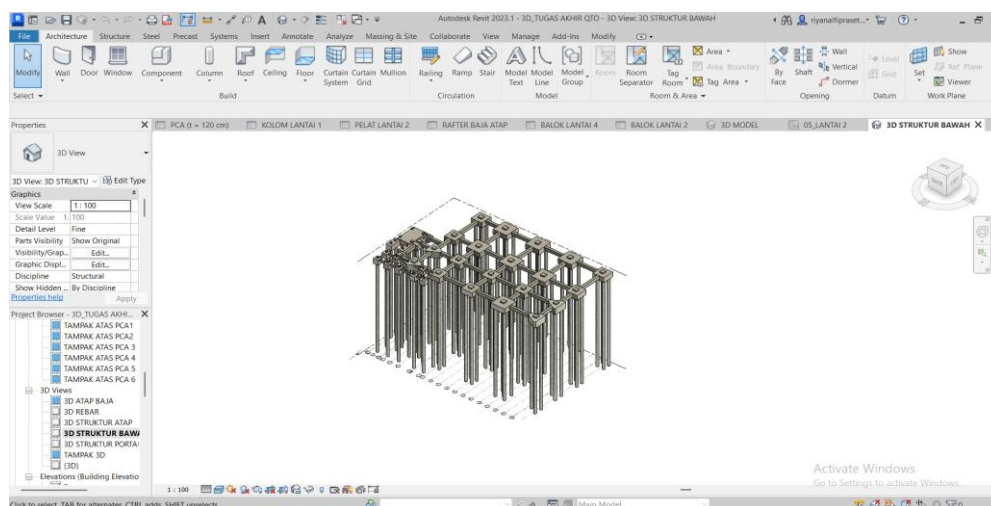
Tipe	Daerah	ϕV_n	V_u	$S_{\max}$ 1	$S_{\max}$ 2	Cek $\phi V_n > V_u$	Dipasang
TB1	Tumpuan	1169,48	696,25	171,5	600	OK	2D13-100
	Lapangan	537,32	206,71	343	600	OK	2D13-150
TBL	Tumpuan	287,68	275,67	84,38	600	OK	2D13-80
	Lapangan	149,15	84,87	168,75	600	OK	2D13-100

4.9. Pemodelan 3D

Pemodelan 3D dilakukan dengan menggunakan software Autodesk Revit, dengan *structural template* sebagai acuan dasar. Seluruh elemen struktur dimodelkan berdasarkan data teknis yang telah direncanakan. Proses awal pemodelan 3D dengan pembuatan *grid* sebagai acuan titik dalam meletakkan elemen dan elevasi bangunan, pemodelan yang dilakukan pada perencanaan ini dari struktur bawah, struktur portal, struktur atap, dan penulangan.

4.9.1. Pemodelan Struktur Bawah

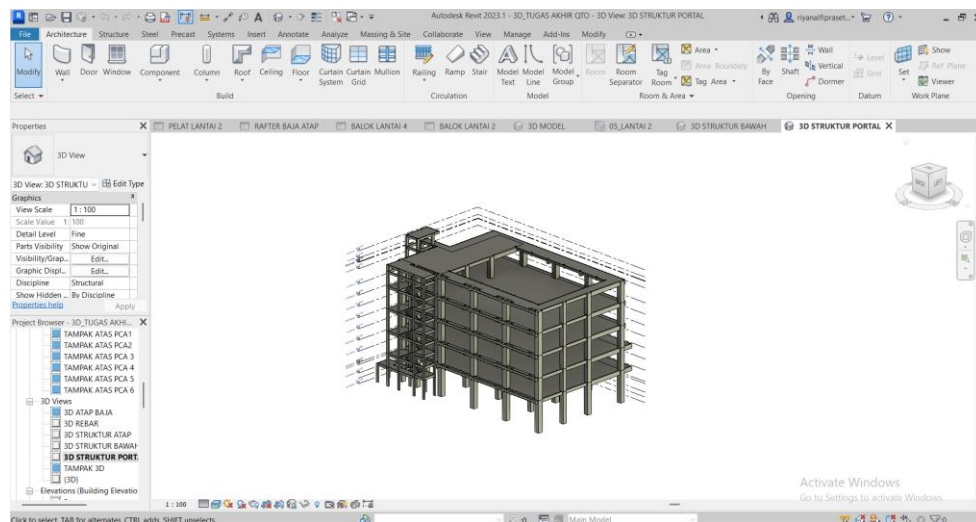
Pemodelan struktur bawah diawali dengan load family revit yang sudah dibuat sesuai dengan data perencanaan. Pemodelan struktur berupa pondasi tiang, pile cap dan tie beam. Berikut hasil pemodelan struktur bawah pada revit.



Gambar 4. 55 Pemodelan Struktur Bawah Autodesk Revit

4.9.2. Pemodelan Struktur Portal

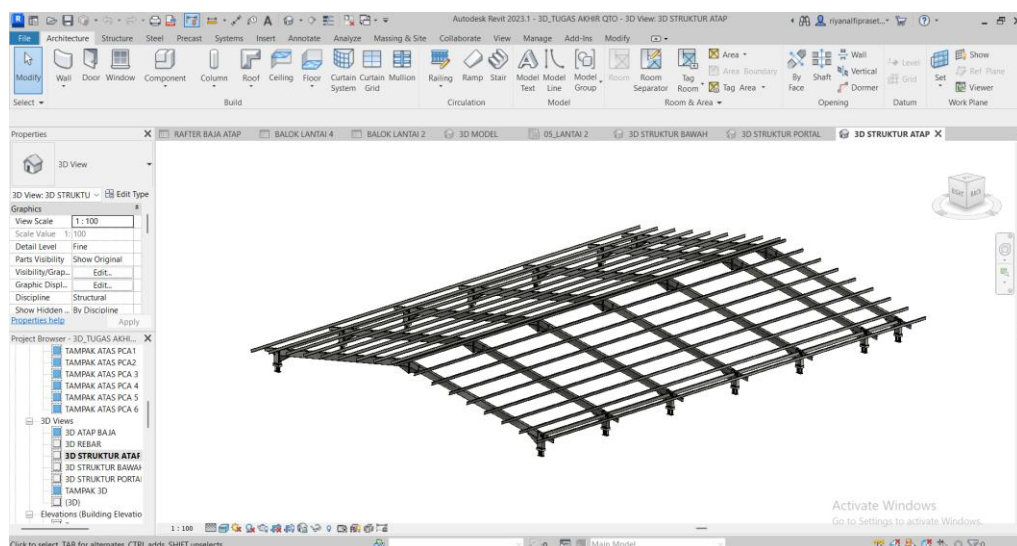
Struktur portal pada revit yang dimodelkan berupa elemen balok, kolom, dan pelat lantai. Struktur portal dimodelkan setelah struktur bawah selesai. Berikut hasil pemodelan struktur portal pada revit :



Gambar 4. 56 Pemodelan Struktur Portal

4.9.3. Pemodelan Struktur Atap

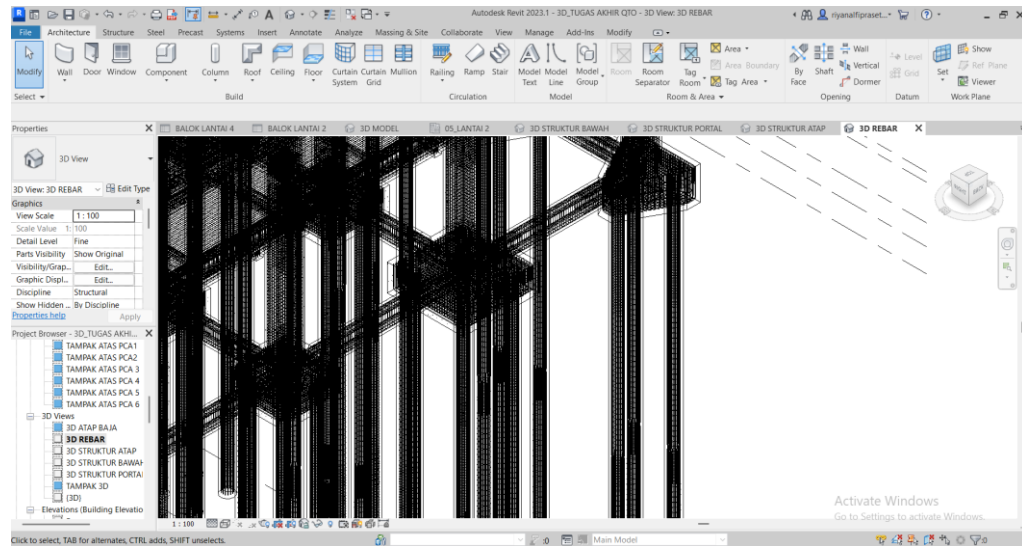
Pemodelan struktur atap pada perencanaan ini menggunakan atap baja single beam. Pemodelan diawali dengan membuat family sesuai tipe baja yang direncanakan, kemudian pembuatan sambungan yang diletakan pada seitan joint baja. Berikut hasil pemodelan atap baja pada revit:



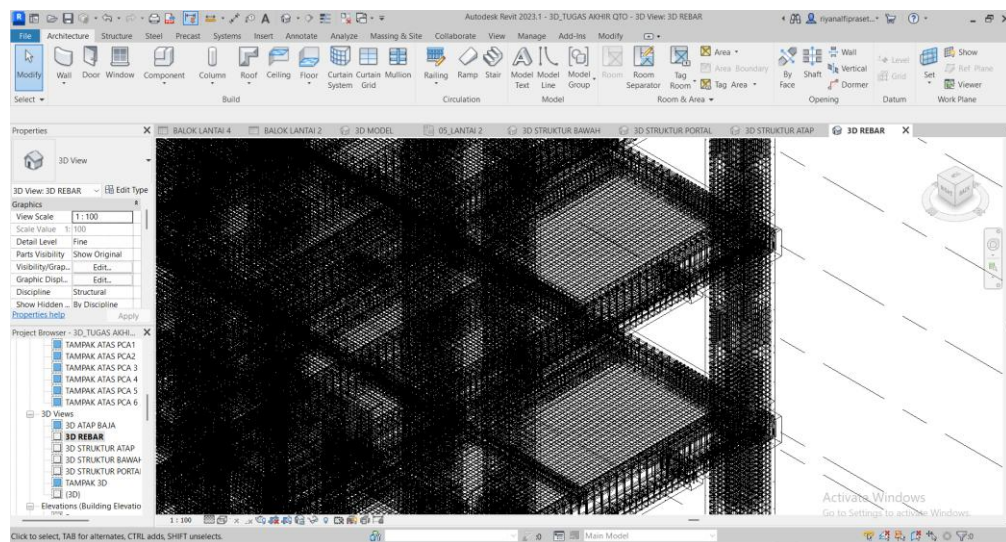
Gambar 4. 57 Pemodelan Struktur Atap Baja

4.9.4. Pemodelan Penulangan

Pemodelan penulangan dilakukan setelah elemen struktur telah selesai dimodelkan, Penulangan dilakukan dari struktur bawah kemudian dilanjutkan hingga struktur atas. Berikut hasil penulangan pada revit :



Gambar 4. 58 Penulangan Struktur Bawah



Gambar 4. 59 Penulangan Struktur Portal

4.10. Penyusunan Rancangan Anggaran Biaya (RAB)

4.10.1. Quantity Take Off

Dalam melakukan penyusunan RAB secara akurat, volume elemen struktural didapatkan dari hasil *Quantity Take Off (QTO)* dari Autodesk Revit. Output dari Revit ini menghasilkan perhitungan volume yang akurat dibandingkan dengan melakukan perhitungan manual. *Output* yang diambil dari QTO ini dari volume dari elemen struktur dan volume tulangan, berikut hasil dari dari QTO yang dihasilkan Revit :

<BOREPILE>						
A	B	C	D	E	F	G
Type	Level	Elevation at Bottom	Elevation at Top	Volume	Estimated Reinforcement Volume	Rebar Volume
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg
borpile	00_PONDASI	-24100	-2300	6.16 m³	124758.62 cm³	979.36 kg

Gambar 4. 60 Hasil QTO Borpile

<PCA (t = 120 cm)>								
A	B	C	D	E	F	G	H	I
Type	Level	Foundation Thickness	Length	Width	Area	Volume	Estimated Reinforcement Volume	Rebar Volume
PCA1								
PCA1	00_PONDASI	1200	3400	3400	12 m²	13.87 m³	190478.09 cm³	1495.25 kg
PCA1	00_PONDASI	1200	3400	3400	12 m²	13.87 m³	190478.09 cm³	1495.25 kg
PCA1	00_PONDASI	1200	3400	3400	12 m²	13.87 m³	190478.09 cm³	1495.25 kg
PCA1	00_PONDASI	1200	3400	3400	12 m²	13.87 m³	190478.09 cm³	1495.25 kg
PCA1	00_PONDASI	1200	3400	3400	12 m²	13.87 m³	190478.09 cm³	1495.25 kg
PCA1	00_PONDASI	1200	3400	3400	12 m²	13.87 m³	190478.09 cm³	1495.25 kg
PCA1	00_PONDASI	1200	3400	3400	12 m²	13.87 m³	190478.09 cm³	1495.25 kg
					81 m²	97.10 m³		10466.77 kg
PCA2								
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
PCA2	00_PONDASI	1200	2700	2700	7 m²	8.75 m³	140675.91 cm³	1104.31 kg
					66 m²	78.73 m³		9938.75 kg
PCA4								
PCA4	00_PONDASI	1200	2700	1200	3 m²	3.89 m³	71845.21 cm³	563.98 kg
PCA4	00_PONDASI	1200	2700	1200	3 m²	3.89 m³	71845.21 cm³	563.98 kg
PCA4	00_PONDASI	1200	2700	1200	3 m²	3.89 m³	71845.21 cm³	563.98 kg
PCA4	00_PONDASI	1200	2700	1200	3 m²	3.89 m³	71845.21 cm³	563.98 kg

Gambar 4. 61 Hasil QTO Pile Cap

<KOLOM LANTAI 1>				
A	B	C	D	E
Type	Base Level	Volume	Estimated Reinforcement Volume	Rebar Volume
K1 90.90				
K1 90.90	00_PONDASI	4.85 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.85 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.80 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.87 m³	174497.33 cm³	1369.80 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.85 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.85 m³	170848.06 cm³	1341.16 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.85 m³	181105.56 cm³	1421.68 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.85 m³	184102.77 cm³	1445.21 kg
K1 90.90	00_PONDASI	4.85 m³	170196.00 cm³	1336.04 kg
77.17 m³				21666.61 kg
K2 80.80				
K2 80.80	00_PONDASI	3.83 m³	144996.60 cm³	1138.22 kg
K2 80.80	00_PONDASI	3.79 m³	141803.48 cm³	1113.16 kg
K2 80.80	00_PONDASI	3.79 m³	141803.48 cm³	1113.16 kg
K2 80.80	00_PONDASI	3.79 m³	141803.48 cm³	1113.16 kg
K2 80.80	00_PONDASI	3.79 m³	144952.55 cm³	1137.88 kg

Gambar 4. 62 Hasil QTO Kolom

<BALOK LANTAI 2>					
A	B	C	D	E	F
Type	Reference Level	Length	Volume	Estimated Reinforcement Volume	Rebar Volume
B0 40.60					
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.96 m³	66758.44 cm³	524.05 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.96 m³	53099.27 cm³	416.83 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	1.10 m³	61992.29 cm³	486.64 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	48538.34 cm³	381.03 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	48538.34 cm³	381.03 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	38387.60 cm³	301.34 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	27729.47 cm³	217.68 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.98 m³	52288.50 cm³	410.46 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	1.10 m³	49064.97 cm³	385.16 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	49177.01 cm³	386.04 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	49087.12 cm³	385.33 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	29903.32 cm³	234.74 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	0.97 m³	37491.09 cm³	294.31 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	1.10 m³	43509.26 cm³	341.55 kg
B0 40.60	05_LANTAI 2	6000	1.09 m³	42331.14 cm³	332.30 kg
		90000	15.04 m³	5478.48 kg	
B1 50.80					
B1 50.80	05_LANTAI 2	8000	2.61 m³	93594.84 cm³	734.72 kg
B1 50.80	05_LANTAI 2	8000	2.38 m³	72304.28 cm³	567.59 kg

Gambar 4. 63 Hasil QTO Balok

<PELAT LANTAI 2>							
A	B	C	D	E	F	G	H
Type	Elevation at Bottom	Elevation at Top	Perimeter	Area	Volume	Estimated Reinforcement Volume	Rebar Volume
Pelat S1 - 130 mm							
Pelat S1 - 130 mm	4820	4950	107400	632 m²	82.15 m³	1367402.27 cm³	10734.11 kg
Pelat S1 - 130 mm	4820	4950	12250	9 m²	1.20 m³	21245.02 cm³	166.77 kg
				641 m²	83.35 m³		10900.88 kg
Pelat S1K - 130 mm							
Pelat S1K - 130 mm	4820	4950	102510	106 m²	13.72 m³	231079.85 cm³	1813.98 kg
				106 m²	13.72 m³		1813.98 kg
				747 m²	97.07 m³		12714.86 kg

Gambar 4. 64 Hasil QTO Pelat Lantai

<RAFTER BAJA ATAP>				
A	B	C	D	E
Type	Reference Level	Structural Material	Length	Weight
R.150.75.5.7.8				
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
R.150.75.5.7.8	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	812	8.82 kg
				123.52 kg
R.300.150.6,5.9				
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg
R.300.150.6,5.9	Bottom K Rafter	Steel, 45-345	8275	290.14 kg

Gambar 4. 65 Hasil QTO Atap Baja

4.10.2. Rancangan Anggaran Biaya

Data volume yang sudah diperoleh kemudian di analisis untuk menghasilkan Rancangan Anggaran Biaya (RAB). RAB ini diperoleh dari penetapan harga satuan pekerjaan yang mencakup tenaga kerja, alat dan material, kemudian menghitung Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) yang diperoleh dari daerah perencanaan RSUD An Ni'mah yaitu daerah Banyumas. Setelah AHSP tersusun dengan baik selanjutnya perhitungan RAB bisa dihasilkan dengan baik dengan menggunakan Microsoft Excel. Berikut hasil RAB pada perencanaan RSUD An Ni'mah.

Tabel 4. 34 Rancangan Anggaran Biaya

No	URAIAN PEKERJAAN	VOL. REDESIGN	SAT.	HARGA SATUAN	JUMLAH HARGA REDESIGN
A	PEKERJAAN PERSIAPAN				
A.1	Pembersihan Lahan	965,06	m2	Rp 17.275,34	Rp 16.671.734,80
A.2	Pemasangan pagar Pengaman	96,30	m'	Rp 294.261,44	Rp 28.337.376,67
A.3	Pengukurann dan Pemasangan Bowplank	108,00	m'	Rp 54.166,66	Rp 5.849.999,50
A.4	Papan Nama Proyek	1,00	Unit	Rp 290.013,82	Rp 290.013,82
A.5	Pembuatan Gudang Kerja	24,00	m2	Rp 2.451.757,83	Rp 58.842.187,80
	SUB TOTAL A				Rp 109.991.312,59
B	PEKERJAAN TANAH & GALIAN				
B.1	Galian tanah sedalam kurang 1 m	4,26	m3	Rp 82.973,58	Rp 353.467,46
B.2	Galian tanah sedalam kurang 2 m	368,70	m3	Rp 99.485,35	Rp 36.680.247,62
B.3	Urugan Pasir tebal 10 cm	26,38	m3	Rp 349.906,34	Rp 9.230.529,32
B.4	Membuat Lantai Kerja 5 cm beton f'c 10 Mpa	13,19	m3	Rp 1.087.778,43	Rp 14.347.797,43
	SUB TOTAL B				Rp 60.612.041,83
C	PEKERJAAN STRUKTUR BAWAH				
C.1	PEKERJAAN PONDASI BORED PILE				
1	Sewa Mini Bore Bile	2,00	Unit	Rp 3.000.000,00	Rp 6.000.000,00
2	Pengeboran Bore Pile, pembuangan tanah, dan instalasi besi	2232,50	m'	Rp 300.000,00	Rp 669.750.000,00
3	Sewa Casing Bore Pile	4298,96	m2	Rp 15.000,00	Rp 64.484.357,14
4	Pekerjaan Bobok Kepala Borepile	95,00	titik	Rp 300.000,00	Rp 28.500.000,00
5	Pekerjaan Bore Pile				
6	- Beton f'c 30 Mpa	651,70	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 862.233.451,74
7	- Besi	103811,65	kg	Rp 14.455,11	Rp 1.500.608.604,10
8	PDA Test Minimal 2 titik	1,00	Paket	Rp 20.000.000,00	Rp 20.000.000,00
	SUB TOTAL C.1				Rp 3.151.576.412,99
C.2	PEKERJAAN PONDASI PILE CAP				
1	Pekerjaan Pile Cap Tipe PC1 (3,4 X 3,4 X 1,2)				
	- Beton f'c 30 Mpa	97,10	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 128.468.418,24
	- Bekesting Batako	81,00	m2	Rp 227.107,27	Rp 18.395.688,94
	- Besi	10466,77	kg	Rp 14.455,11	Rp 151.298.289,92
2	Pekerjaan Pile Cap Tipe PC2 (2,7 X 2,7 X 1,2)				
	- Beton f'c 30 Mpa	78,73	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 104.163.939,94
	- Bekesting Batako	66,00	m2	Rp 227.107,27	Rp 14.989.079,87
	- Besi	9938,75	kg	Rp 14.455,11	Rp 143.665.703,84
3	Pekerjaan Pile Cap Tipe PC3 (2,8 x 3 x 1,5)				
	- Beton f'c 30 Mpa	34,56	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 45.724.701,69
	- Bekesting Batako	23,00	m2	Rp 227.107,27	Rp 5.223.467,23
	- Besi	4106,25	kg	Rp 14.455,11	Rp 59.356.286,90
4	Pekerjaan Pile Cap Tipe PC4 (2,7 x 1,2 x 1,2)				
	- Beton f'c 30 Mpa	15,55	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 20.573.469,66
	- Bekesting Batako	13,00	m2	Rp 227.107,27	Rp 2.952.394,52
	- Besi	2255,94	kg	Rp 14.455,11	Rp 32.609.856,16
5	Pekerjaan Pile Cap Tipe PC5 (1,2 x 1,2 x 1,2)				
	- Beton f'c 30 Mpa	14,50	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 19.184.264,31
	- Bekesting Batako	12,00	m2	Rp 227.107,27	Rp 2.725.287,25
	- Besi	904,18	kg	Rp 14.455,11	Rp 13.070.019,48
6	Pekerjaan Pile Cap Tipe PC6 (3,2 x 5 x 1,2)				
	- Beton f'c 30 Mpa	19,20	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 25.402.612,05
	- Bekesting Batako	16,00	m2	Rp 227.107,27	Rp 3.633.716,33
	- Besi	1272,56	kg	Rp 14.455,11	Rp 18.394.992,13
	SUB TOTAL C.2				Rp 809.832.188,46
C.3	PEKERJAAN TIE BEAM				
1	Pekerjaan Tie Beam (TB1) 50 x 75 cm				
	- Beton f'c 30 Mpa	51,74	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 68.454.747,27
	- Bekesting Tie Beam 3x pakai	479,52	m2	Rp 115.225,64	Rp 55.253.461,47
	- Besi	15797,43	kg	Rp 14.455,11	Rp 228.353.555,51
2	Pekerjaan Tie Beam (TBL) 25 x 40 cm				
	- Beton f'c 30 Mpa	1,91	m3	Rp 1.323.052,71	Rp 2.527.030,68
	- Bekesting Tie Beam 3x pakai	72,05	m2	Rp 115.225,64	Rp 8.302.007,61
	- Besi	776,90	kg	Rp 14.455,11	Rp 11.230.173,34
	SUB TOTAL C.3				Rp 374.120.975,88
	SUB TOTAL C				Rp 4.335.529.577,33

D	PEKERJAAN STRUKTUR ATAS								
D.1	PEKERJAAN STRUKTUR LANTAI 1								
D.1.1	PEKERJAAN KOLOM BETON								
1	Pekerjaan Kolom 90 x 90 cm (K1)								
	- Beton f'c 30 Mpa		77,17	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		102.099.977,71
	- Bekesting Kolom 3x pakai		348,48	m2	Rp	224.392,32	Rp		78.196.234,45
	- Besi		21627,49	kg	Rp	14.455,11	Rp		312.627.701,99
2	Pekerjaan Kolom 80 x 80 cm (K2)								
	- Beton f'c 30 Mpa		22,82	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		30.192.062,86
	- Bekesting Kolom 3x pakai		116,16	m2	Rp	224.392,32	Rp		26.065.411,48
	- Besi		6502,79	kg	Rp	14.455,11	Rp		93.998.531,23
3	Pekerjaan Kolom 50 x 50 cm (K3)								
	- Beton f'c 30 Mpa		1,49	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.971.348,54
	- Bekesting Kolom 3x pakai		12,10	m2	Rp	224.392,32	Rp		2.715.147,03
	- Besi		206,09	kg	Rp	14.455,11	Rp		2.979.053,19
4	Pekerjaan Kolom 30 x 50 cm (KL)								
	- Beton f'c 30 Mpa		3,62	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		4.789.450,81
	- Bekesting Kolom 3x pakai		38,72	m2	Rp	224.392,32	Rp		8.688.470,49
	- Besi		1348,94	kg	Rp	14.455,11	Rp		19.499.073,28
5	Pekerjaan Kolom 25 x 40 cm (KT1)								
	- Beton f'c 30 Mpa		2,82	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		3.731.008,64
	- Bekesting Kolom 3x pakai		62,92	m2	Rp	224.392,32	Rp		14.118.764,55
	- Besi		3102,46	kg	Rp	14.455,11	Rp		44.846.394,12
6	Pekerjaan Kolom 30 x 30 cm (KT2)								
	- Beton f'c 30 Mpa		1,33	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.759.660,11
	- Bekesting Kolom 3x pakai		43,56	m2	Rp	224.392,32	Rp		9.774.529,31
	- Besi		433,40	kg	Rp	14.455,11	Rp		6.264.843,77
	SUB TOTAL D.1.1						Rp		764.317.663,58
	SUB TOTAL D.1						Rp		764.317.663,58
D.2	PEKERJAAN STRUKTUR LANTAI 2								
D.2.1	PEKERJAAN BALOK BETON								
1	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (B0)								
	- Beton f'c 30 Mpa		16,37	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		21.658.372,88
	- Bekesting Balok 3x pakai		156,80	m2	Rp	226.786,14	Rp		35.560.066,20
	- Besi		5478,48	kg	Rp	14.455,11	Rp		79.192.019,64
2	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (B1)								
	- Beton f'c 30 Mpa		39,08	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		51.704.899,95
	- Bekesting Balok 3x pakai		268,80	m2	Rp	226.786,14	Rp		60.960.113,49
	- Besi		10917,76	kg	Rp	14.455,11	Rp		157.817.399,04
3	Pekerjaan Balok 30 x 45 cm (B2)								
	- Beton f'c 30 Mpa		1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai		18,12	m2	Rp	226.786,14	Rp		4.109.364,79
	- Besi		523,08	kg	Rp	14.455,11	Rp		7.561.177,85
4	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (Ba1)								
	- Beton f'c 30 Mpa		10,68	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		14.130.202,95
	- Bekesting Balok 3x pakai		135,20	m2	Rp	226.786,14	Rp		30.661.485,65
	- Besi		1246,82	kg	Rp	14.455,11	Rp		18.022.917,66
5	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (Ba2)								
	- Beton f'c 30 Mpa		4,28	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		5.662.665,60
	- Bekesting Balok 3x pakai		73,19	m2	Rp	226.786,14	Rp		16.597.343,40
	- Besi		942,64	kg	Rp	14.455,11	Rp		13.625.962,93
6	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (BK1)								
	- Beton f'c 30 Mpa		3,46	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		4.577.762,38
	- Bekesting Balok 3x pakai		8,40	m2	Rp	226.786,14	Rp		1.905.003,55
	- Besi		820,61	kg	Rp	14.455,11	Rp		11.862.006,11
7	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (BK2)								
	- Beton f'c 30 Mpa		1,48	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.958.118,01
	- Bekesting Balok 3x pakai		20,63	m2	Rp	226.786,14	Rp		4.678.824,78
	- Besi		404,90	kg	Rp	14.455,11	Rp		5.852.873,20
8	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (BK3)								
	- Beton f'c 30 Mpa		1,04	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.375.974,82
	- Bekesting Balok 3x pakai		11,36	m2	Rp	226.786,14	Rp		2.576.290,51
	- Besi		546,80	kg	Rp	14.455,11	Rp		7.904.053,01
9	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BL)								
	- Beton f'c 30 Mpa		1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai		15,66	m2	Rp	226.786,14	Rp		3.550.450,36
	- Besi		450,66	kg	Rp	14.455,11	Rp		6.514.338,94
10	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLK)								
	- Beton f'c 30 Mpa		0,19	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		251.380,02
	- Bekesting Balok 3x pakai		2,88	m2	Rp	226.786,14	Rp		652.463,71
	- Besi		77,72	kg	Rp	14.455,11	Rp		1.123.450,99
11	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLP)								
	- Beton f'c 30 Mpa		6,28	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		8.308.771,02
	- Bekesting Balok 3x pakai		79,02	m2	Rp	226.786,14	Rp		17.920.130,24
	- Besi		1323,53	kg	Rp	14.455,11	Rp		19.131.768,99
12	Pekerjaan Balok 20 x 40 cm (BT)								
	- Beton f'c 30 Mpa		1,69	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		2.235.959,08
	- Bekesting Balok 3x pakai		27,13	m2	Rp	226.786,14	Rp		6.151.573,95
	- Besi		560,17	kg	Rp	14.455,11	Rp		8.097.317,80
	SUB TOTAL D.2.1						Rp		637.067.830,01

D2.2	PEKERJAAN PELAT BETON						
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	83,35	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	110.276.443,46
	- Bekesting Pelat 3x pakai	641,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	202.490.226,67
	- Besi	10880,83	kg	Rp	15.553,35	Rp	169.233.326,27
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1K)						
	- Beton f'c 30 Mpa	13,72	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	18.152.283,19
	- Bekesting Pelat 3x pakai	106,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	33.485.123,29
	- Besi	1813,98	kg	Rp	15.553,35	Rp	28.213.460,66
	SUB TOTAL D.2.2					Rp	561.850.863,54
D2.3	PEKERJAAN KOLOM BETON						
1	Pekerjaan Kolom 90 x 90 cm (K1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	53,19	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	70.373.173,70
	- Bekesting Kolom 3x pakai	241,92	m2	Rp	224.392,32	Rp	54.284.989,21
	- Besi	12856,90	kg	Rp	14.455,11	Rp	185.847.877,02
2	Pekerjaan Kolom 80 x 80 cm (K2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	15,71	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	20.785.158,09
	- Bekesting Kolom 3x pakai	80,64	m2	Rp	224.392,32	Rp	18.094.996,40
	- Besi	3895,30	kg	Rp	14.455,11	Rp	56.306.981,88
3	Pekerjaan Kolom 50 x 50 cm (K3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,03	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.362.744,29
	- Bekesting Kolom 3x pakai	8,40	m2	Rp	224.392,32	Rp	1.884.895,46
	- Besi	838,38	kg	Rp	14.455,11	Rp	12.118.873,38
4	Pekerjaan Kolom 30 x 50 cm (KL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,51	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	3.320.862,30
	- Bekesting Kolom 3x pakai	26,88	m2	Rp	224.392,32	Rp	6.031.665,47
	- Besi	785,53	kg	Rp	14.455,11	Rp	11.354.920,92
5	Pekerjaan Kolom 25 x 40 cm (KT1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,49	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	3.294.401,25
	- Bekesting Kolom 3x pakai	43,68	m2	Rp	224.392,32	Rp	9.801.456,38
	- Besi	762,29	kg	Rp	14.455,11	Rp	11.018.984,22
	SUB TOTAL D.2.3					Rp	465.881.979,97
	SUB TOTAL D.2					Rp	1.664.800.673,53
D.3	PEKERJAAN STRUKTUR LANTAI 3						
D.3.1	PEKERJAAN BALOK BETON						
1	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (B0)						
	- Beton f'c 30 Mpa	15,04	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	19.898.712,77
	- Bekesting Balok 3x pakai	156,80	m2	Rp	226.786,14	Rp	35.560.066,20
	- Besi	4604,55	kg	Rp	14.455,11	Rp	66.559.267,17
2	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (B1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	41,07	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	54.337.774,84
	- Bekesting Balok 3x pakai	268,80	m2	Rp	226.786,14	Rp	60.960.113,49
	- Besi	7729,58	kg	Rp	14.455,11	Rp	111.731.913,08
3	Pekerjaan Balok 30 x 45 cm (B2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai	18,12	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.109.364,79
	- Besi	400,14	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.784.066,88
4	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (Ba1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	11,38	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	15.056.339,85
	- Bekesting Balok 3x pakai	135,20	m2	Rp	226.786,14	Rp	30.661.485,65
	- Besi	1237,68	kg	Rp	14.455,11	Rp	17.890.797,97
5	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (Ba2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	3,81	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	5.040.830,83
	- Bekesting Balok 3x pakai	73,19	m2	Rp	226.786,14	Rp	16.597.343,40
	- Besi	497,27	kg	Rp	14.455,11	Rp	7.188.091,52
6	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (BK1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	3,46	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	4.577.762,38
	- Bekesting Balok 3x pakai	24,47	m2	Rp	226.786,14	Rp	5.548.322,83
	- Besi	1106,27	kg	Rp	14.455,11	Rp	15.991.252,24
7	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (BK2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,44	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.905.195,90
	- Bekesting Balok 3x pakai	20,63	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.678.824,78
	- Besi	325,47	kg	Rp	14.455,11	Rp	4.704.703,97
8	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (BK3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,07	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.415.666,40
	- Bekesting Balok 3x pakai	11,36	m2	Rp	226.786,14	Rp	2.576.290,51
	- Besi	581,69	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.408.391,73
9	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai	15,66	m2	Rp	226.786,14	Rp	3.550.450,36
	- Besi	410,90	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.939.603,84
10	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLK)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,15	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	198.457,91
	- Bekesting Balok 3x pakai	2,88	m2	Rp	226.786,14	Rp	652.463,71
	- Besi	48,30	kg	Rp	14.455,11	Rp	698.181,71
11	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLP)						
	- Beton f'c 30 Mpa	6,09	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	8.057.391,01
	- Bekesting Balok 3x pakai	79,02	m2	Rp	226.786,14	Rp	17.920.130,24
	- Besi	917,26	kg	Rp	14.455,11	Rp	13.259.092,29
12	Pekerjaan Balok 20 x 40 cm (BT)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,69	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	2.235.959,08
	- Bekesting Balok 3x pakai	27,13	m2	Rp	226.786,14	Rp	6.151.573,95
	- Besi	560,17	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.097.317,80
	SUB TOTAL D.3.1					Rp	571.118.527,62

D3.2	PEKERJAAN PELAT BETON						
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	83,35	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	110.276.443,46
	- Bekesting Pelat 3x pakai	641,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	202.490.226,67
	- Besi	10666,69	kg	Rp	15.553,35	Rp	165.902.732,51
2	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	14,89	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	19.700.254,87
	- Bekesting Pelat 3x pakai	115,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	36.328.199,79
	- Besi	2009,80	kg	Rp	15.553,35	Rp	31.259.117,10
	SUB TOTAL D.3.2					Rp	565.956.974,40
D3.3	PEKERJAAN KOLOM BETON						
1	Pekerjaan Kolom 90 x 90 cm (K1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	53,19	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	70.373.173,70
	- Bekesting Kolom 3x pakai	241,92	m2	Rp	224.392,32	Rp	54.284.989,21
	- Besi	12470,73	kg	Rp	14.455,11	Rp	180.265.747,99
2	Pekerjaan Kolom 80 x 80 cm (K2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	15,71	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	20.785.158,09
	- Bekesting Kolom 3x pakai	80,64	m2	Rp	224.392,32	Rp	18.094.996,40
	- Besi	3895,30	kg	Rp	14.455,11	Rp	56.306.981,88
3	Pekerjaan Kolom 50 x 50 cm (K3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,03	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.362.744,29
	- Bekesting Kolom 3x pakai	8,40	m2	Rp	224.392,32	Rp	1.884.895,46
	- Besi	382,42	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.527.922,37
4	Pekerjaan Kolom 30 x 50 cm (KL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,51	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	3.320.862,30
	- Bekesting Kolom 3x pakai	26,88	m2	Rp	224.392,32	Rp	6.031.665,47
	- Besi	785,53	kg	Rp	14.455,11	Rp	11.354.920,92
5	Pekerjaan Kolom 25 x 40 cm (KT1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,49	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	3.294.401,25
	- Bekesting Kolom 3x pakai	43,68	m2	Rp	224.392,32	Rp	9.801.456,38
	- Besi	769,79	kg	Rp	14.455,11	Rp	11.127.397,53
	SUB TOTAL D.3.3					Rp	453.817.313,25
	SUB TOTAL D.3					Rp	1.590.892.815,27
D.4	PEKERJAAN STRUKTUR LANTAI 4						
D.4.1	PEKERJAAN BALOK BETON						
1	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (B0)						
	- Beton f'c 30 Mpa	15,04	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	19.898.712,77
	- Bekesting Balok 3x pakai	156,80	m2	Rp	226.786,14	Rp	35.560.066,20
	- Besi	4591,80	kg	Rp	14.455,11	Rp	66.374.964,55
2	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (B1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	41,07	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	54.337.774,84
	- Bekesting Balok 3x pakai	268,80	m2	Rp	226.786,14	Rp	60.960.113,49
	- Besi	7602,91	kg	Rp	14.455,11	Rp	109.900.884,56
3	Pekerjaan Balok 30 x 45 cm (B2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai	18,12	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.109.364,79
	- Besi	399,92	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.780.886,76
4	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (Ba1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	11,38	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	15.056.339,85
	- Bekesting Balok 3x pakai	135,20	m2	Rp	226.786,14	Rp	30.661.485,65
	- Besi	1237,68	kg	Rp	14.455,11	Rp	17.890.797,97
5	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (Ba2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	3,81	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	5.040.830,83
	- Bekesting Balok 3x pakai	73,19	m2	Rp	226.786,14	Rp	16.597.343,40
	- Besi	497,27	kg	Rp	14.455,11	Rp	7.188.091,52
6	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (BK1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,85	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.124.594,80
	- Bekesting Balok 3x pakai	8,40	m2	Rp	226.786,14	Rp	1.905.003,55
	- Besi	154,93	kg	Rp	14.455,11	Rp	2.239.529,87
7	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (BK2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,76	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.005.520,06
	- Bekesting Balok 3x pakai	20,63	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.678.824,78
	- Besi	228,77	kg	Rp	14.455,11	Rp	3.306.895,04
8	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (BK3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,07	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.415.666,40
	- Bekesting Balok 3x pakai	11,36	m2	Rp	226.786,14	Rp	2.576.290,51
	- Besi	561,78	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.120.590,53
9	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai	15,66	m2	Rp	226.786,14	Rp	3.550.450,36
	- Besi	410,90	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.939.603,84
10	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLK)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,15	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	198.457,91
	- Bekesting Balok 3x pakai	2,88	m2	Rp	226.786,14	Rp	652.463,71
	- Besi	48,30	kg	Rp	14.455,11	Rp	698.181,71
11	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLP)						
	- Beton f'c 30 Mpa	5,97	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	7.898.624,68
	- Bekesting Balok 3x pakai	79,02	m2	Rp	226.786,14	Rp	17.920.130,24
	- Besi	1256,58	kg	Rp	14.455,11	Rp	18.163.999,51
12	Pekerjaan Balok 20 x 40 cm (BT)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,69	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	2.235.959,08
	- Bekesting Balok 3x pakai	27,13	m2	Rp	226.786,14	Rp	6.151.573,95
	- Besi	560,17	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.097.317,80
	SUB TOTAL D.4.1					Rp	550.412.662,04

D4.2	PEKERJAAN PELAT BETON						
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	83,35	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	110.276.443,46
	- Bekesting Pelat 3x pakai	641,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	202.490.226,67
	- Besi	10880,75	kg	Rp	15.553,35	Rp	169.232.082,00
2	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1K)						
	- Beton f'c 30 Mpa	8,51	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	11.259.178,57
	- Bekesting Pelat 3x pakai	65,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	20.533.330,32
	- Besi	1247,12	kg	Rp	15.553,35	Rp	19.396.890,30
	SUB TOTAL D.4.2					Rp	533.188.151,32
D4.3	PEKERJAAN KOLOM BETON						
1	Pekerjaan Kolom 90 x 90 cm (K1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	53,19	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	70.373.173,70
	- Bekesting Kolom 3x pakai	241,92	m2	Rp	224.392,32	Rp	54.284.989,21
	- Besi	11926,14	kg	Rp	14.455,11	Rp	172.393.640,77
2	Pekerjaan Kolom 80 x 80 cm (K2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	15,71	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	20.785.158,09
	- Bekesting Kolom 3x pakai	80,64	m2	Rp	224.392,32	Rp	18.094.996,40
	- Besi	3502,60	kg	Rp	14.455,11	Rp	50.630.461,00
3	Pekerjaan Kolom 50 x 50 cm (K3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,03	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.362.744,29
	- Bekesting Kolom 3x pakai	8,40	m2	Rp	224.392,32	Rp	1.884.895,46
	- Besi	377,64	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.458.826,95
4	Pekerjaan Kolom 30 x 50 cm (KL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,51	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	3.320.862,30
	- Bekesting Kolom 3x pakai	26,88	m2	Rp	224.392,32	Rp	6.031.665,47
	- Besi	795,93	kg	Rp	14.455,11	Rp	11.505.254,05
5	Pekerjaan Kolom 25 x 40 cm (KT1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,49	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	3.294.401,25
	- Bekesting Kolom 3x pakai	43,68	m2	Rp	224.392,32	Rp	9.801.456,38
	- Besi	906,02	kg	Rp	14.455,11	Rp	13.096.616,88
	SUB TOTAL D.4.3					Rp	442.319.142,20
	SUB TOTAL D.4					Rp	1.525.919.955,56
D.5	PEKERJAAN STRUKTUR LANTAI 5						
D.5.1	PEKERJAAN BALOK BETON						
1	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (B0)						
	- Beton f'c 30 Mpa	15,04	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	19.898.712,77
	- Bekesting Balok 3x pakai	156,80	m2	Rp	226.786,14	Rp	35.560.066,20
	- Besi	4591,80	kg	Rp	14.455,11	Rp	66.374.964,55
2	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (B1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	41,07	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	54.337.774,84
	- Bekesting Balok 3x pakai	268,80	m2	Rp	226.786,14	Rp	60.960.113,49
	- Besi	7601,08	kg	Rp	14.455,11	Rp	109.874.431,71
3	Pekerjaan Balok 30 x 45 cm (B2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai	18,12	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.109.364,79
	- Besi	397,02	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.738.966,95
4	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (Ba1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	11,38	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	15.056.339,85
	- Bekesting Balok 3x pakai	135,20	m2	Rp	226.786,14	Rp	30.661.485,65
	- Besi	1237,68	kg	Rp	14.455,11	Rp	17.890.797,97
5	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (Ba2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	3,81	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	5.040.830,83
	- Bekesting Balok 3x pakai	73,19	m2	Rp	226.786,14	Rp	16.597.343,40
	- Besi	497,27	kg	Rp	14.455,11	Rp	7.188.091,52
6	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (BK1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,85	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.124.594,80
	- Bekesting Balok 3x pakai	8,40	m2	Rp	226.786,14	Rp	1.905.003,55
	- Besi	443,10	kg	Rp	14.455,11	Rp	6.405.058,32
7	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (BK2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,76	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.005.520,06
	- Bekesting Balok 3x pakai	20,63	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.678.824,78
	- Besi	228,77	kg	Rp	14.455,11	Rp	3.306.895,04
8	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (BK3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,07	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.415.666,40
	- Bekesting Balok 3x pakai	11,36	m2	Rp	226.786,14	Rp	2.576.290,51
	- Besi	568,84	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.222.643,59
9	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai	15,66	m2	Rp	226.786,14	Rp	3.550.450,36
	- Besi	410,90	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.939.603,84
10	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLK)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,15	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	198.457,91
	- Bekesting Balok 3x pakai	2,88	m2	Rp	226.786,14	Rp	652.463,71
	- Besi	48,30	kg	Rp	14.455,11	Rp	698.181,71
11	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLP)						
	- Beton f'c 30 Mpa	5,97	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	7.898.624,68
	- Bekesting Balok 3x pakai	79,02	m2	Rp	226.786,14	Rp	17.920.130,24
	- Besi	936,08	kg	Rp	14.455,11	Rp	13.531.137,42
12	Pekerjaan Balok 20 x 40 cm (BT)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,69	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	2.235.959,08
	- Bekesting Balok 3x pakai	27,13	m2	Rp	226.786,14	Rp	6.151.573,95
	- Besi	560,17	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.097.317,80
	SUB TOTAL D.5.1					Rp	549.979.008,80

D5.2	PEKERJAAN PELAT BETON						
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	83,35	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	110.276.443,46
	- Bekesting Pelat 3x pakai	641,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	202.490.226,67
	- Besi	10880,75	kg	Rp	15.553,35	Rp	169.232.082,00
2	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S1K)						
	- Beton f'c 30 Mpa	8,51	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	11.259.178,57
	- Bekesting Pelat 3x pakai	65,00	m2	Rp	315.897,39	Rp	20.533.330,32
	- Besi	1247,12	kg	Rp	15.553,35	Rp	19.396.890,30
	SUB TOTAL D.5.2					Rp	533.188.151,32
D5.3	PEKERJAAN KOLOM BETON						
1	Pekerjaan Kolom 90 x 90 cm (K1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	44,27	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	58.571.543,52
	- Bekesting Kolom 3x pakai	230,40	m2	Rp	224.392,32	Rp	51.699.989,72
	- Besi	7887,49	kg	Rp	14.455,11	Rp	114.014.519,17
2	Pekerjaan Kolom 80 x 80 cm (K2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	10,00	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	13.230.527,11
	- Bekesting Kolom 3x pakai	76,80	m2	Rp	224.392,32	Rp	17.233.329,91
	- Besi	1791,08	kg	Rp	14.455,11	Rp	25.890.254,69
3	Pekerjaan Kolom 50 x 50 cm (K3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,97	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.283.361,13
	- Bekesting Kolom 3x pakai	8,00	m2	Rp	224.392,32	Rp	1.795.138,53
	- Besi	263,05	kg	Rp	14.455,11	Rp	3.802.416,14
4	Pekerjaan Kolom 30 x 50 cm (KL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,38	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	3.148.865,45
	- Bekesting Kolom 3x pakai	25,60	m2	Rp	224.392,32	Rp	5.744.443,30
	- Besi	652,73	kg	Rp	14.455,11	Rp	9.435.282,59
5	Pekerjaan Kolom 25 x 40 cm (KT1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,24	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	2.963.638,07
	- Bekesting Kolom 3x pakai	41,60	m2	Rp	224.392,32	Rp	9.334.720,37
	- Besi	270,07	kg	Rp	14.455,11	Rp	3.903.891,00
	SUB TOTAL D.5.3					Rp	322.051.920,70
	SUB TOTAL D.5.3					Rp	1.405.219.080,82
D.6	PEKERJAAN STRUKTUR LANTAI ATAP						
D.6.1	PEKERJAAN BALOK BETON						
1	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (B0)						
	- Beton f'c 30 Mpa	10,14	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	13.415.754,49
	- Bekesting Balok 3x pakai	105,60	m2	Rp	226.786,14	Rp	23.948.616,01
	- Besi	3247,88	kg	Rp	14.455,11	Rp	46.948.455,91
2	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (B1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	23,25	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	30.760.975,53
	- Bekesting Balok 3x pakai	151,20	m2	Rp	226.786,14	Rp	34.290.063,84
	- Besi	4255,71	kg	Rp	14.455,11	Rp	61.516.747,33
3	Pekerjaan Balok 30 x 45 cm (B2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,18	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.561.202,20
	- Bekesting Balok 3x pakai	18,12	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.109.364,79
	- Besi	397,45	kg	Rp	14.455,11	Rp	5.745.182,64
4	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (Ba1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,79	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.045.211,64
	- Bekesting Balok 3x pakai	10,40	m2	Rp	226.786,14	Rp	2.358.575,82
	- Besi	76,58	kg	Rp	14.455,11	Rp	1.106.972,16
5	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (Ba2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,90	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	2.513.800,15
	- Bekesting Balok 3x pakai	35,39	m2	Rp	226.786,14	Rp	8.024.827,44
	- Besi	305,55	kg	Rp	14.455,11	Rp	4.416.758,22
6	Pekerjaan Balok 50 x 80 cm (BK1)						
	- Beton f'c 30 Mpa	5,50	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	7.276.789,91
	- Bekesting Balok 3x pakai	43,63	m2	Rp	226.786,14	Rp	9.893.635,92
	- Besi	1565,10	kg	Rp	14.455,11	Rp	22.623.689,41
7	Pekerjaan Balok 30 x 50 cm (BK2)						
	- Beton f'c 30 Mpa	2,24	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	2.963.638,07
	- Bekesting Balok 3x pakai	34,91	m2	Rp	226.786,14	Rp	7.915.970,09
	- Besi	477,74	kg	Rp	14.455,11	Rp	6.905.783,26
8	Pekerjaan Balok 40 x 60 cm (BK3)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,04	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.375.974,82
	- Bekesting Balok 3x pakai	11,36	m2	Rp	226.786,14	Rp	2.576.290,51
	- Besi	552,33	kg	Rp	14.455,11	Rp	7.983.989,76
9	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BL)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,20	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	1.587.663,25
	- Bekesting Balok 3x pakai	19,90	m2	Rp	226.786,14	Rp	4.512.136,97
	- Besi	585,22	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.459.418,26
10	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLK)						
	- Beton f'c 30 Mpa	0,19	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	251.380,02
	- Bekesting Balok 3x pakai	2,88	m2	Rp	226.786,14	Rp	652.463,71
	- Besi	152,39	kg	Rp	14.455,11	Rp	2.202.813,90
11	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLP)						
	- Beton f'c 30 Mpa	10,31	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	13.640.673,45
	- Bekesting Balok 3x pakai	140,83	m2	Rp	226.786,14	Rp	31.938.575,09
	- Besi	1898,01	kg	Rp	14.455,11	Rp	27.435.939,38
12	Pekerjaan Balok 20 x 40 cm (BT)						
	- Beton f'c 30 Mpa	1,60	m3	Rp	1.323.052,71	Rp	2.116.884,34
	- Bekesting Balok 3x pakai	29,80	m2	Rp	226.786,14	Rp	6.758.226,87
	- Besi	617,58	kg	Rp	14.455,11	Rp	8.927.185,55
	SUB TOTAL D.6.1					Rp	419.761.630,72

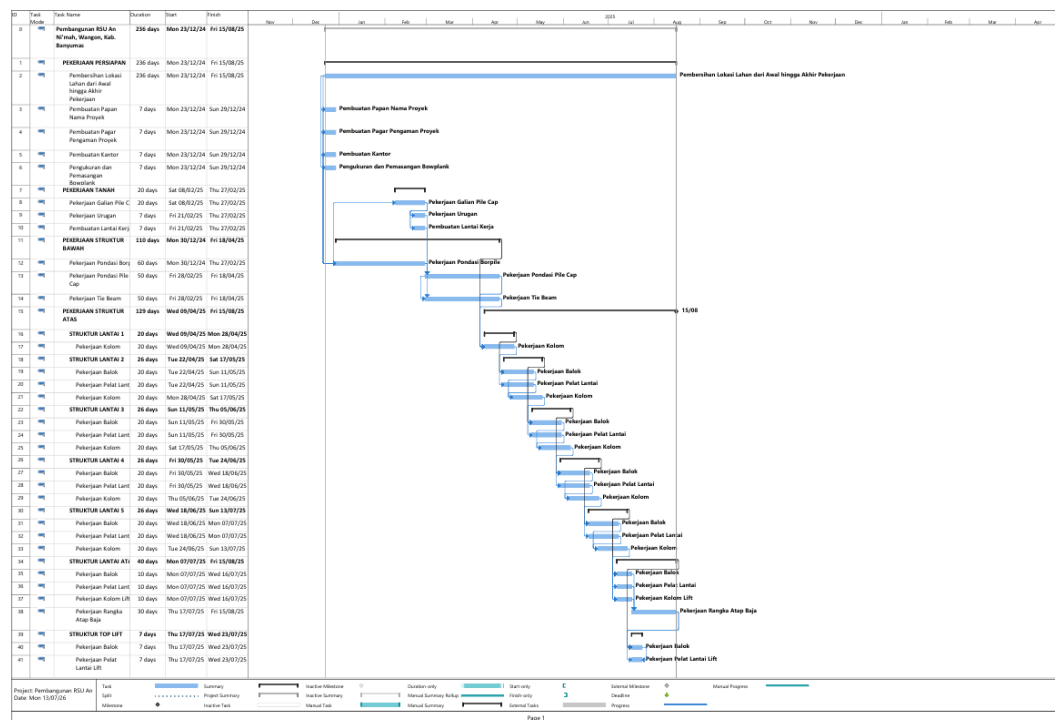
D6.2	PEKERJAAN PELAT BETON								
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 15 cm (S2)								
	- Beton f'c 30 Mpa	26,32	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		34.822.747,35	
	- Bekesting Pelat 3x pakai	177,00	m2	Rp	315.897,39	Rp		55.913.837,94	
	- Besi	2354,09	kg	Rp	15.553,35	Rp		36.613.978,99	
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 15 cm (S2K)								
	- Beton f'c 30 Mpa	28,13	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		37.217.472,76	
	- Bekesting Pelat 3x pakai	187,00	m2	Rp	315.897,39	Rp		59.072.811,84	
	- Besi	1717,12	kg	Rp	15.553,35	Rp		26.706.963,46	
	SUB TOTAL D.6.2					Rp		250.347.812,34	
D6.3	PEKERJAAN KOLOM BETON								
1	Pekerjaan Kolom 30 x 50 cm (KL)								
	- Beton f'c 30 Mpa	1,26	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.667.046,42	
	- Bekesting Kolom 3x pakai	13,76	m2	Rp	224.392,32	Rp		3.087.638,28	
	- Besi	331,79	kg	Rp	14.455,11	Rp		4.796.060,26	
	SUB TOTAL D.6.3					Rp		9.550.744,95	
D6.4	PEKERJAAN ATAP RANGKA BAJA								
1	Pemasangan Rangka Baja IWF 300.150.6.5.9.13	4657,78	Kg	Rp	30.065,43	Rp		140.038.163,20	
2	Pemasangan Rangka Baja IWF 150.75.5.7.8	719,39	Kg	Rp	30.065,43	Rp		21.628.770,41	
3	Pemasangan Gording CNP 125.20.20.3.2	2653,03	Kg	Rp	30.065,43	Rp		79.764.490,41	
	SUB TOTAL D.6.4					Rp		241.431.424,02	
	SUB TOTAL D.6					Rp		921.091.612,02	
D.7	PEKERJAAN STRUKTUR TOP LIFT								
D.7.1	PEKERJAAN BALOK LIFT								
1	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BL)								
	- Beton f'c 30 Mpa	0,89	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		1.177.516,91	
	- Bekesting Balok 3x pakai	13,29	m2	Rp	226.786,14	Rp		3.014.668,11	
	- Besi	384,90	kg	Rp	14.455,11	Rp		5.563.771,04	
2	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLK)								
	- Beton f'c 30 Mpa	0,21	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		277.841,07	
	- Bekesting Balok 3x pakai	2,88	m2	Rp	226.786,14	Rp		652.463,71	
	- Besi	74,27	kg	Rp	14.455,11	Rp		1.073.580,87	
3	Pekerjaan Balok 25 x 40 cm (BLP)								
	- Beton f'c 30 Mpa	0,21	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		277.841,07	
	- Bekesting Balok 3x pakai	2,87	m2	Rp	226.786,14	Rp		650.082,46	
	- Besi	19,17	kg	Rp	14.455,11	Rp		277.104,42	
	SUB TOTAL D.7.1					Rp		12.964.869,66	
D.7.2	PEKERJAAN PELAT TOP LIFT								
1	Pekerjaan Pelat Beton tebal 13 cm (S3)								
	- Beton f'c 30 Mpa	1,76	m3	Rp	1.323.052,71	Rp		2.328.572,77	
	- Bekesting Pelat 3x pakai	14,00	m2	Rp	315.897,39	Rp		4.422.563,45	
	- Besi	243,66	kg	Rp	15.553,35	Rp		3.789.728,57	
	SUB TOTAL D.7.2					Rp		10.540.864,79	
	SUB TOTAL D.7					Rp		23.505.734,45	
	SUB TOTAL D					Rp		7.895.747.535,23	
	JUMLAH					Rp		12.401.880.466,98	
	PPN 11%					Rp		1.364.206.851,37	
	TOTAL JUMLAH					Rp		13.766.087.318,34	
	DIBULATKAN					Rp		13.766.087.000,00	

Tabel 4. 35 Rekapitulasi RAB

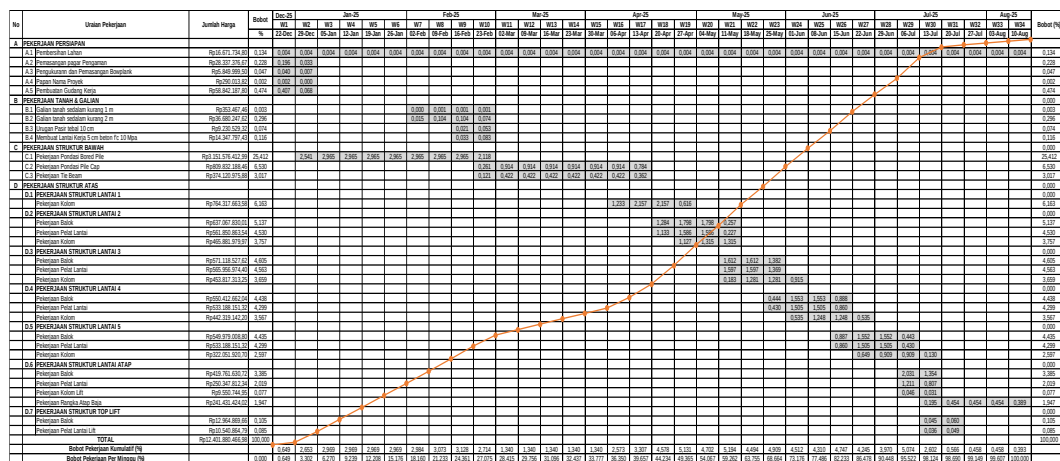
No	Uraian Pekerjaan	Nilai Pekerjaan
A	PEKERJAAN PERSIAPAN	Rp 109.991.312,59
B	PEKERJAAN TANAH & GALIAN	Rp 60.609.661,59
C	PEKERJAAN STRUKTUR BAWAH	Rp 4.335.529.577,33
D	PEKERJAAN STRUKTUR ATAS	Rp 7.877.516.549,47
	JUMLAH	Rp 12.383.647.100,98
	PPN 11%	Rp 1.362.201.181,11
	TOTAL JUMLAH	Rp 13.745.848.282,08
	DIBULATKAN	Rp 13.745.849.000,00
	TERBILANG: "TIGA BELAS MILIAR DELAPAN RATUS TIGA PULUH TUJUH JUTA SERATUS ENAM PULUH TIGA RIBU RUPIAH"	

4.11. Penjadwalan

Setelah penyusunan RAB ini kemudian dilakukan penjadwalan menggunakan Microsoft Project, penjadwalan ini yang nantinya digunakan untuk mengintegrasikan BIM 5D kedalam Autodesk Naviswork bersama pemodelan 3D dari Autodesk Revit. Hasil penjadwalan pada RSUD An Ni'mah terhitung 236 hari atau 33 minggu, berikut hasil penjadwalan proyek yang telah direncanakan.



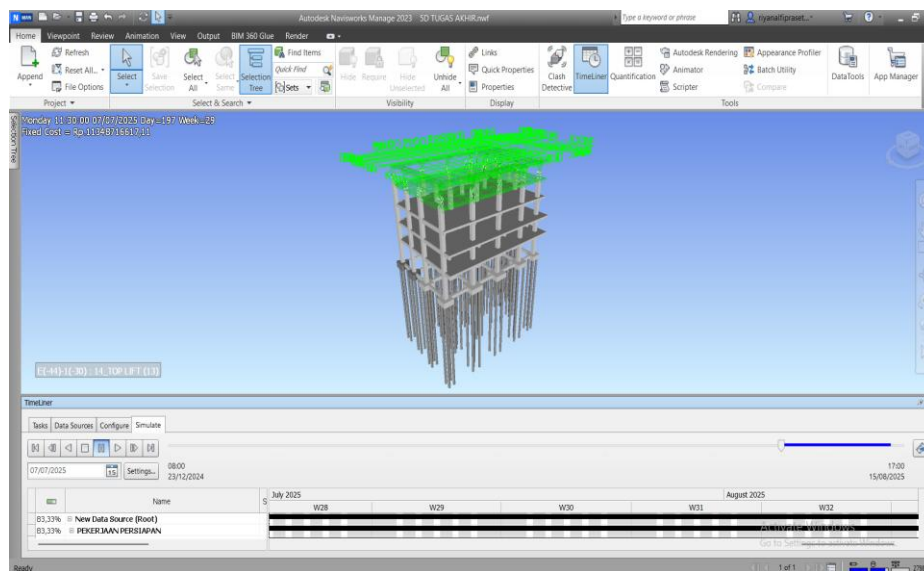
Gambar 4. 66 Hasil Penjadwalan Microsoft Project



Gambar 4. 67 Kurva S

4.12. Integrasi BIM 5D

Tahap akhir dalam perencanaan ini dengan mengintegrasikan pemodelan 3D, RAB, dan penjadwalan dengan *Autodesk Naviswrok* untuk menghasilkan simulasi pemodelan 3D yang berjalan sesuai dengan urutan waktu dan biaya. Berikut hasil pemodelan 5D pada Autodesk Naviswork.



Gambar 4. 68 Simulasi BIM 5D

4.13. Perbandingan Biaya Eksisting Vs Redesign

Analisis perbandingan biaya dilakukan untuk mengetahui efisiensi anggaran antara struktur eksisting dengan struktur hasil *redesign*. Berdasarkan hasil perhitungan RAB, dengan memperhitungkan komponen PPN sebesar 11%, total efisiensi biaya mencapai 5,19. Hal ini menunjukkan bahwa desain struktur yang baru lebih efisien dari segi biaya dibandingkan dengan struktur eksisting. Berikut perbandingan Rancangan Anggaran Biaya (RAB) struktur eksisting dengan hasil *redesign*.

Tabel 4. 36 Perbandingan Biaya Eksisting dan *Redesign*

No	Uraian Pekerjaan	Nilai Pekerjaan Redesign	Nilai Pekerjaan Eksisting	Selisih Biaya	Persentase %
A	PEKERJAAN PERSIAPAN	Rp 109.991.312,59	Rp 109.991.312,59	Rp -	0,00%
B	PEKERJAAN TANAH & GALIAN	Rp 60.612.041,83	Rp 60.612.041,83	Rp -	0,00%
C	PEKERJAAN STRUKTUR BAWAH	Rp 4.335.529.577,33	Rp 4.684.067.846,72	Rp 348.538.269,38	2,66%
D	PEKERJAAN STRUKTUR ATAS	Rp 7.895.747.535,23	Rp 8.225.657.311,87	Rp 329.909.776,65	2,52%
	JUMLAH	Rp 12.401.880.466,98	Rp 13.080.328.513,01	Rp 678.448.046,03	5,19%
	PPN 11%	Rp 1.364.206.851,37	Rp 1.438.836.136,43	Rp 74.629.285,06	5,19%
	TOTAL JUMLAH	Rp 13.766.087.318,34	Rp 14.519.164.649,44	Rp 753.077.331,09	5,19%
	DIBULATKAN	Rp 13.766.087.000,00	Rp 14.519.164.000,00	Rp 753.077.000,00	5,19%