

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Data perencanaan struktur Gedung Rumah Susun Paspampres sebagai berikut;

1. Tipe Bangunan : Rumah Susun
2. Lebar Bangunan : 21,3 m
3. Panjang Bangunan : 51 m
4. Letak Bangunan : Kawasan Ibu Kota Nusantara (IKN)
5. Tinggi Bangunan : 47,5 m
6. Mutu Beton : $f_c' 30$ MPa dan $f_c' 35$ MPa
7. Mutu Baja : BJT S 420B

Dalam perencanaan struktur bangunan bertingkat, pemilihan material konstruksi yang tepat untuk menjamin kekuatan, keamanan, dan efisiensi struktur. Oleh karena itu, dalam perencanaan ini dipilih mutu beton $f_c' = 30$ MPa dan baja tulangan fy 420B dengan pertimbangan sebagai berikut:

- Mutu beton $f_c' = 30$ MPa, yang umum digunakan pada elemen struktural seperti balok, kolom, pelat lantai serta mampu memberikan keseimbangan antara kekuatan struktural dan efisiensi biaya sesuai standar perencanaan struktur di Indonesia.
- Mutu baja tulangan fy 420B, memiliki keunggulan regangannya yang lebih tinggi dibanding fy 420A, sehingga lebih cocok untuk struktur yang dirancang tahan gempa karena mampu mendisipasi energi gempa lebih baik.

4.2 Perencanaan Pembebanan

4.2.1 Beban Mati

Beban mati pada *redesign* Gedung Rumah Susun Paspampres IKN merupakan beban mati sendiri bangunan serta beban mati tambahan (SDL) pada dinding dan beban merata pada pelat. Beban mati desain minimum berdasarkan SNI 1727:2020 dapat dilihat pada **tabel 4.1** berikut:

Tabel 4. 1 Beban Mati Desain Minimum

Material	Q Material (kN/m²)
Plafond gypsum	0,0882 kN/m ²
Keramik	0,1667 kN/m ²
Spesi 4 cm	0,824 kN/m ²
<i>Mechanical ducting</i>	0,19 kN/m ²
Rangka plafond	0,4905 kN/m ²
<i>Waterproofing</i>	0,4120 kN/m ²
Plesteran	0,24 kN/m ²
Dinding Bata Ringan	0,935 kN/m ²

Sumber: SNI 1727:2020

Beban mati tambahan pelat lantai berdasarkan SNI 1727:2020 dapat dilihat pada **tabel 4.2** berikut:

Tabel 4. 2 Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

Material	Q Material (kN/m²)
Keramik	0,1667 kN/m ²
Spesi 4 cm	0,824 kN/m ²
<i>Mechanical ducting</i>	0,19 kN/m ²
Rangka plafond	0,4905 kN/m ²
Plafond gypsum	0,0882 kN/m ²
Plesteran	0,24 kN/m ²
Dinding Bata Ringan	0,935 kN/m ²
Partisi	0,72 kN/m ²

Sumber: SNI 1727:2020

Beban mati tambahan pelat lantai atap berdasarkan SNI 1727:2020 dapat dilihat pada **tabel 4.3** berikut:

Tabel 4. 3 Beban Mati Tambahan Pelat Lantai Atap

Material	Q Material (kN/m²)
Spesi 4 cm	0,824 kN/m ²

<i>Mechanical ducting</i>	0,19 kN/m ²
Rangka plafond	0,4905 kN/m ²
Plafond gypsum	0,0882 kN/m ²
<i>Waterproofing</i>	0,4120 kN/m ²

Sumber: SNI 1727:2020

4.2.2 Beban Hidup

Beban hidup dengan ketentuan SNI 1727:2020 pada tabel 4.3.1 didapatkan beban hidup rencana pada Bangunan Gedung Rusun Paspampres IKN seperti pada **tabel 4.4** dibawah ini:

Tabel 4. 4 Beban Hidup Rencana dengan Ketentuan SNI 1727:2020

Fungsi Ruangan	Beban Hidup	Satuan
Lobi	4,79	kN/m ²
Gudang	6	kN/m ²
Hunian	1,92	kN/m ²
Koridor	4,79	kN/m ²
Tangga Evakuasi	4,79	kN/m ²
Atap	0,96	kN/m ²

Sumber: SNI 1727:2020

4.2.3 Beban Angin

Perencanaan beban angin untuk bangunan Rumah Susun Paspampres IKN menggunakan pedoman SNI 1727:2020 dengan memperhatikan tekanan angin desain yang bekerja secara horizontal dan vertikal pada setiap sumbu utama struktur bangunan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- a. Menentukan kecepatan angin dasar (V)

Berdasarkan website BMKG mendapatkan informasi bahwasanya kecepatan angin yang ada pada wilayah Ibu Kota Nusantara pada **gambar 4.1** berikut:



Gambar 4. 1 Kecepatan Angin Dasar Ibu Kota Nusantara

Sumber: Website Cuaca BMKG, 2025

Kecepatan angin daerah Ibu Kota Nusantara (IKN) mencapai 12 km/jam. Sehingga perhitungan kecepatan angin pada perencanaan ini adalah sebagai berikut:

$$V = 12 \frac{km}{jam}$$

$$V = \frac{12 \times 1000}{3600}$$

$$V = 3,33 \frac{m}{jam}$$

- b. Menempatkan parameter beban angin sesuai SNI 1727:2020
- Faktor arah angin menyesuaikan SNI 1727:2020 tabel 26.6.1
Kd = 0,85
 - Kategori eksposur SNI 1727:2020 pasal 26.7.2
Kekasaran permukaan **B** daerah berhutan
 - Faktor topografi berdasarkan SNI 1727:2020 tabel 26.8.1 dengan kondisi yang disyaratkan
Kzt = 1,0
 - Faktor elevasi permukaan tanah (Ke) dengan tabel 26.9.1
Ke = 1
 - Faktor efek hembusan angin (G)
G = 0,85

- Klasifikasi bangunan rusun paspampres merupakan bangunan tertutup sesuai dengan ketentuan SNI 1727:2019 pasal 26.12
 - Koefisien tekanan internal (GCpi) sesuai dengan pasal 26.13
GCpi = -0,18
- c. Menetapkan koefisien eksposur tekanan velositas (Kz atau Kh)
 Sesuai dengan SNI 1727:2020 pasal 26.10.1
 $15 \text{ ft (4,6)} < z < Z_g$
 Maka, $K_z = 2,01 \left(\frac{Z}{Z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}}$
 Tinggi bangunan (Z) = 47,5 m
 Sedangkan nilai Zg (tinggi lapisan batas atmosfer) = 365,8
 Dengan α kecepatan = 7 m/s

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

$$K_z = 2,01 \times \left(\frac{47,5}{365,76}\right)^{0,2857}$$

$$K_z = 2,01 \times 0,558195$$

$$K_z = 1,12178$$
- d. Menetapkan tekanan velositas (q atau qh)
 Sesuai pasal 26.10.2 tekanan kecepatan pada tinggi atap rata-rata
 $q_h = q_z$
 $q_h = q_z = 0,613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2$
 $q_h = q_z = 0,613 \times 1,128 \times 1,0 \times 0,85 \times 11,111$
 $q_h = q_z = 6,494511 \text{ N/m}^2$
 $q_h = q_z = 0,00649512 \text{ kN/m}^2$
 Berdasarkan dengan pasal 27.1.5 SNI 1727:2019 untuk bangunan tertutup sebagian maka perlu beban angin nilai minimal 0,77 kN/m² dikalikan luas penampang dinding bangunan pada bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin dengan nilai $q = 0,00649512 \text{ kN/m}^2 \leq 0,77 \text{ kN/m}^2$, maka digunakan beban minimal 0,77 kN/m²
- e. Koefisien tekanan eksternal, Cp atau CN

Koefisien tekanan dinding eksternal, C_p untuk bangunan tertutup dan tertutup sebagai dapat dilihat pada **tabel 4.5** berikut:

Tabel 4. 5 Koefisien Tekanan Dinding

Permukaan	L/B	C_p	Digunakan dengan
Dinding di sisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	q_e
	0 – 1	-0,5	q_h
Dinding di sisi angin pergi	2	-0,3	q_h
	≥ 4	-0,2	q_h
Dinding tepi	Seluruh nilai	-0,7	q_h

Sumber: SNI 1727:2020

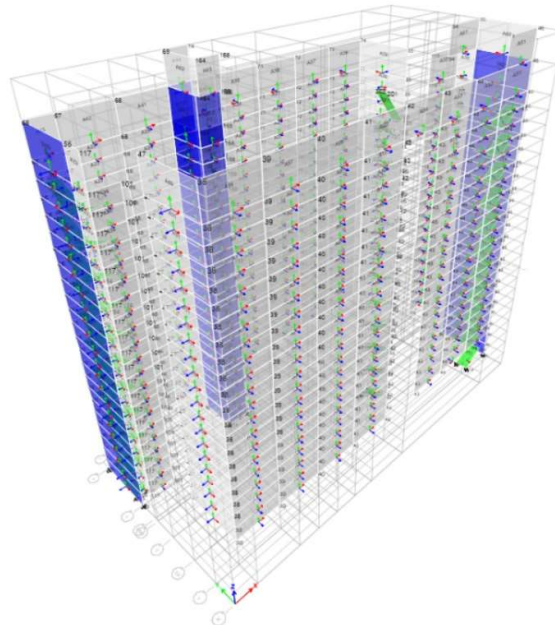
$$L/B = 5$$

$$\text{Dinding sisi angin datang, } C_p = 0,8$$

$$\text{Dinding sisi angin pergi, } C_p = - 0,3$$

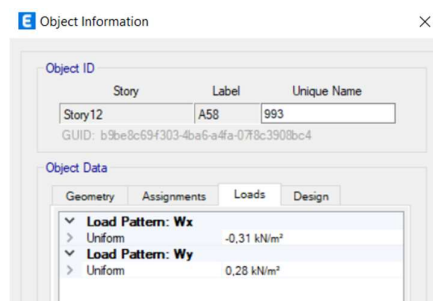
$$\text{Dinding sisi angina tepi, } C_p = - 0,7$$

Proses penginputan beban angin pada dinding struktur menggunakan *software ETABS* beserta hasil permodelan setelah input beban angin dapat dilihat pada **gambar 4.2** dan **gambar 4.3** dibawah ini.



Gambar 4. 2 Permodelan Hasil Input Beban Angin

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025



Gambar 4. 3 Input Beban Angin Pada Dinding di *ETABS*

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Berdasarkan kedua ilustrasi gambar diatas, permodelan struktur gedung bertingkat tinggi sudah dimodelkan menggunakan *software ETABS*, dengan sistem struktur rangka beton bertulang dan elemen dinding geser. Setiap elemen dalam model diberikan beban angin salah satunya sesuai arah angin (W_x dan W_y), seperti yang ditunjukkan pada *story 12* untuk mengevaluasi struktur terhadap beban angin tersebut.

4.2.4 Beban Gempa

Gempa rencana dalam perancangan struktur Rumah Susun Pasukan Pengaman Presiden IKN berdasarkan pada SNI 1726:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung sesuai dengan parameter yang didapatkan data sebagai berikut:

1. Gempa Rencana

Gempa Rencana diatur berdasar SNI 1726:2019 yakni penetapan gempa rencana berupa gempa yang diasumsikan selama umur struktur bangunan ditetapkan 50 tahun sebesar 2%.

2. Faktor keutamaan bangunan dan kategori risiko

Kategori risiko struktur keutamaan bangunan terdapat pada tabel berikut sesuai dengan SNI 1726:2019 yang direncanakan sebagai bangunan jenis rumah susun maka hasil kategori resiko dan faktor keutamaan gempa didapat hasil pada **tabel 4.6** sebagai berikut:

Tabel 4. 6 Tabel Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk antara lain: <ul style="list-style-type: none"> • Fasilitas pertanian, perternakan, perkebunan dan perikanan • Fasilitas sementara • Gudang penyimpanan • Bangunan dan struktur hasil Leleuga 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, II, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> • Perumahan gedung apartemen atau rumah susun • Rumah toko dan Rumah kantor • Pasar • Gedung perkantoran • Bangunan Industri • Fasilitas manufaktur • Pabrik 	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan termasuk tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> • Bioskop • Gedung pertemuan • Stadion • Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat • Fasilitas penitipan anak • Penjara • Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung tidak termasuk dalam kategori resiko IV yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan termasuk tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pusat pembangkit listrik biasa • Fasilitas penanganan air • Fasilitas penanganan limbah • Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk kategori IV, termasuk tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan, atau tempat pembuangan bahan bahan bakar berbahaya, bahan kimia, linah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak. Yang mengandung bahan beracun atau peledak dengan jumlah kandungan melebihi batas yang ditetapkan oleh instansi berwenang yang menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika mengalami kebocoran.</p>	III
Operasi dan fasilitas tanggap darurat pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat, struktur tambahan termasuk, menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran, atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur lain yang masuk dalam kategori resiko IV.	IV

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 4. 7 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber: SNI 1726:2019

Tipe gedung termasuk kategori rumah susun dengan nilai $I_e = 1$, namun berdasarkan pertimbangan tim KKBG (Komite Kendala Bangunan Gedung) diusulkan menggunakan $I_e = 1,5$. Perubahan ini bertujuan untuk meningkatkan

tingkat keamanan struktur terhadap gempa mengingat rumah susun memiliki fungsi bangunan berpenghuni, sehingga potensi risiko korban jiwa lebih besar apabila terjadi kegagalan struktur. Selain itu, rumah susun berfungsi sebagai hunian utama bagi banyak orang, sehingga kontinuitas penggunaannya setelah bencana menjadi sangat penting. Dengan menaikkan nilai **I_e** menjadi 1,5, perencanaan struktur akan dirancang lebih kuat dan lebih tahan terhadap gempa, demi menjamin keselamatan penghuni dan meminimalkan kerugian pascabencana. Maka berdasarkan **tabel 4.6** dan **tabel 4.7** SNI 1726:2019 maka fungsi bangunan yang direncanakan yakni rumah susun, kategori risiko struktur bangunan diklasifikasikan pada **kategori IV** dengan faktor keutamaan gempa senilai **1,5** dengan pertimbangan KKBG sebagai ibukota baru, IKN dirancang untuk menjadi kota yang tangguh (resilient) terhadap bencana, termasuk gempa bumi..

3. Menentukan kelas situs

Kelas situs ditentukan untuk perhitungan kriteria desain seismik pada bangunan yang direncanakan. Pada penentuan klasifikasi situs ini berdasarkan data tanah yang ada di lokasi proyek Rusun Paspampres dengan memperhitungkan beban gempa, menggunakan data tanah USC.

Klasifikasi situs kondisi tanah pada proyek Rumah Susun Paspampres IKN dapat dilihat seperti **tabel 4.8** dibawah ini.

Tabel 4. 8 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	s_u (kPa)
SA (Batuan Keras)	>1500	<i>N/A</i>	<i>N/A</i>
SB (Batuan)	750 sampai 1500	<i>N/A</i>	<i>N/A</i>
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (Tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah Lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung tanah >3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ul style="list-style-type: none"> • Indeks plastisnya, $PI > 20$, • Kadar air, $w \geq 40\%$, • Kuat geser niralir $s_u < 25$ kPa 		
SF (Tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik – situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Rawan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $s_u < 50$ kPa) 		

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 4. 9 Uji PLI ke *Compressive Strength*

Sample Number	Depth	IS (Mpa)	Compressive Strength (σ_c) (Mpa)
BH-01 B	7,00 - 7,50 m	0,60	13,80
BH-03 B	8,00 - 8,50 m	0,75	17,25
BH-04 A	9,50 - 10,00 m	0,86	19,78
BH-05	14,50 - 15,00 m	0,75	17,25
BH-06 A	5,50 - 6,00 m	0,20	4,60
BH-07 A	8,00 - 8,50 m	0,95	21,85
BH-09 A	8,00 - 8,50 m	0,89	20,47
BH-10	4,50 - 5,00 m	0,54	12,42

Sumber: Hasil Uji PLI

Pada hasil data tanah laboratorium hasil uji PLI ke *Compressive strength* (σ_c) BH-01 B sampai BH-10 didapatkan klasifikasi kondisi tanah *Compressive strength* (σ_c) > 12 Mpa (tanah sedang) dan UCS mengatakan tanah ML maka klasifikasi situs didapat kelas situs **SD (Tanah Sedang)**.

4. Perhitungan Analisa Beban Gempa Respons Spektrum
 - Menentukan nilai S_s dan S_1

Berdasarkan peta RSA Cipta Karya, proyek Rusun Paspampres berada pada wilayah kawasan Ibu Kota Nusantara Provinsi Kalimantan Timur dengan respons spektra percepatan $S_s = 0,0695$ dan nilai $S_I = 0,0754$ seperti pada **gambar 4.4** berikut:

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

Kelas: SD - Tanah Sedang

Rentang T(s): Value: 6

PGA MCE_r: 0.0425 (g) bedrock

SS MCE_r: 0.0695 (g) bedrock

S1 MCE_r: 0.0754 (g) bedrock

TL: 16 Detik

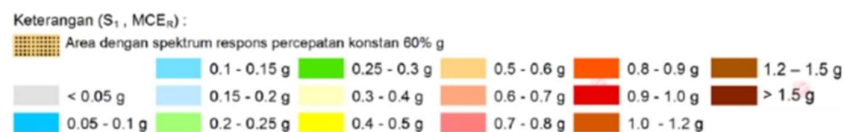
T0(detik)	Ts(detik)	Sds(g)	Sd1(g)
0.34	1.71	0.07	0.12

Save

Gambar 4. 4 Desain Spektra Pada Lokasi Ibu Kota Nusantara

Sumber: Website RSA Cipta Karya PU

Dapat ditentukan berdasarkan peta RSA Cipta Karya dimana pada wilayah Ibu Kota Nusantara, Kalimantan Timur untuk probabilitas melebihi 2% dalam 50 tahun (redaman 50%) nilai $S_I = 0,0754$. Rentan nilai probabilitas Ibu Kota Nusantara dapat dilihat pada **gambar 4.5** berikut:



Gambar 4. 5 Rentan Nilai Probabilitas Ibu Kota Nusantara

Sumber: Website RSA Cipta Karya PU

Berdasarkan ilustrasi gambar diatas terkait rentang nilai percepatan gempa dalam satuan g (percepatan gravitasi, 9.81 m/s^2) menunjukkan warna abu <

0.05 g area dengan tingkat bahaya gempa sangat rendah hingga warna coklat gelap > 1.5 g yang menunjukkan area dengan tingkat bahaya gempa paling tinggi.

Pada pola khusus kotak bertekstur coklat muda bergaris (area spektrum respons percepatan konstan 80% g) digunakan untuk menandai area khusus dimana spektrum respons percepatan dianggap konstan pada nilai 80% g.

- Menentukan nilai koefisien situs dan parameter respons puncak spektral percepatan gempa maksimum dengan dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R). Nilai F_a dan F_v didapatkan berdasar pada nilai S_s dan S_l yang sudah ditetapkan berdasar koordinat pada **tabel 4.9** dan **tabel 4.10** parameter respons spektral percepatan gempa maksimum periode pendek sebagai berikut:

Tabel 4. 10 Koefisien Situs, F_a dan Parameter Respons Spektral

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	$SS^{(a)}$					

Sumber: SNI 1726:2019

S_s berdasarkan data = 0,0695

Tabel nilai S_s = $\leq 0,25$

Nilai kelas situs = 1,6

Maka nilai F_a = 1,745 g

Tabel 4. 11 Koefisien Situs, F_v dan Parameter Respons Spektral

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	$SS^{(a)}$					

Sumber: SNI 1726:2019

S_I berdasarkan data = 0,0754 g
 Tabel untuk nilai S_I = $\leq 0,1$
 Nilai kelas situs = 2,4
 Maka nilai F_v = 2,445 g

- Parameter F_a dan F_v didapat untuk selanjutnya mencari nilai respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) harus disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs dengan rumus sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,6 \times 0,0695 = \mathbf{0,1112 \text{ g}}$$

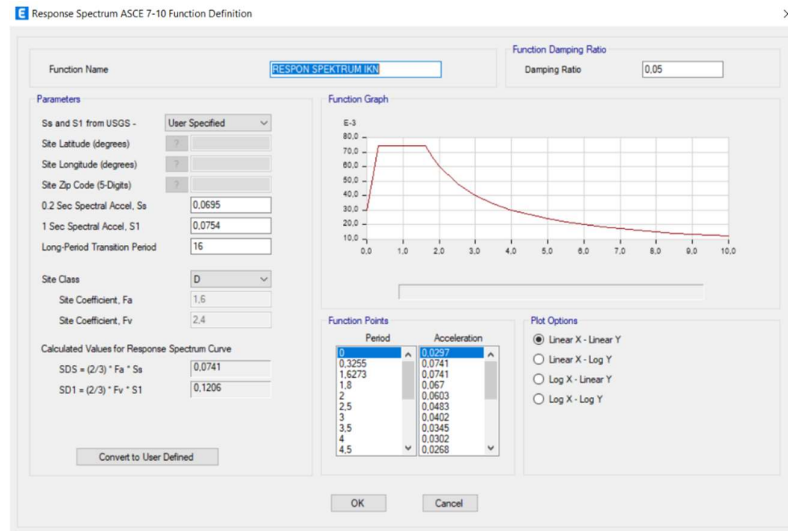
$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2,4 \times 0,076 = \mathbf{0,1824 \text{ g}}$$

Perhitungan nilai (S_{MS}) dan nilai (S_{M1}) yang selanjutnya didapat perhitungan spektral desain sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,1112 = \mathbf{0,0741 \text{ g}}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,1824 = \mathbf{0,1216 \text{ g}}$$

Output parameter respons spektrum hasil permodelan struktur menggunakan *software ETABS* dapat dilihat pada **gambar 4.6** dibawah ini.



Gambar 4. 6 Hasil Output Respon Spektrum Desain

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

- Menentukan Kategori Desain Seismik berdasarkan nilai S_{DS} termasuk kategori desain **A** berdasar **tabel 4.11** berikut.

Tabel 4. 12 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

Sumber: SNI 1726:2019

Kategori Desain Seismik berdasar parameter respon percepatan pada periode 1 detik S_{D1} termasuk kategori desain **B** berdasar **tabel 4.12** berikut.

Tabel 4. 13 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

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

Sumber: SNI 1726:2019

- Menentukan periode getar “ T ”

Getaran fundamental didapat sebagai berikut:

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \times \frac{0,1228}{0,0741}$$

$$T_0 = 0,3315 \text{ detik}$$

Menghitung nilai T_s :

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

$$T_s = \frac{0,1228}{0,0741}$$

$$T_s = 1,657 \text{ detik}$$

Menghitung periode fundamental “ T_a ”

Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x dapat dilihat pada **tabel 4.13** berikut:

Tabel 4. 14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726:2019

$$T_{a \min} = C_t \times h_n^x$$

Untuk nilai C_t semua sistem struktur lainnya = 0,0488

Nilai $h_n = 47550$ mm

Nilai x semua sistem struktur lainnya = 0,75

$$T_{a \min} = C_t \times h_n^x$$

$$T_{a \min} = 0,0488 \times 47,55^{0,75}$$

$$T_{a \min} = 0,884 \text{ detik}$$

Nilai koefisien C_u berdasarkan nilai parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1} dapat dilihat seperti pada **tabel 4.14** dibawah ini.

Tabel 4. 15 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726:2019

Nilai C_u untuk $S_{D1} = 0,1216$ adalah **1,6**

$$T_a \max = C_u \times T_a \min$$

$$T_a \max = 1,6 \times 0,884$$

$$\mathbf{T_a \max = 1,414 \text{ detik}}$$

- Menentukan spektrum respons desain

Berdasarkan **tabel 4.15** sesuai SNI 1726:2019 pasal 5.2 dibawah ini:

Tabel 4. 16 Periode Fundamental Sesuai SNI 1726:2019

Kedadaan	Rumus yang digunakan
$T < T_0$	$S_a = S_{ds} (0,4 + 0,6 \cdot T/T_0)$
$T \geq T_0$ dan $T \leq T_s$	$S_a = S_{ds}$
$T > T_s$ dan $T \leq T_1$	$S_a = S_{d1}/T$
$T > T_1$	$S_a = S_{d1} \cdot T_1/T^2$

Sumber: SNI 1726:2019

Nilai T (Periode getar fundamental struktur) = 1,577 detik

T_0 (Periode transisi konstan) = 0,3314 detik

T_s (Periode batas akhir spektrum) = 1,657 detik

Dengan keadaan,

$T > T_0$ dan $T < T_s$ maka nilai $S_a = S_{DS}$ (0,07413 detik)

- Penentuan Sistem Pemikul Gaya Seismik

Kategori desain seismik K_{DS} pada kelas A/B berdasar hasil ini, menurut KKBG maka perlu penambahan kekuatan dilihat dari fungsi bangunan dan tinggi bangunan maka menggunakan SRPMM (Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah) dengan kombinasi Dinding Geser (*Shear Wall*) atau disebut sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai R , Ω_0 , dan C_d didapatkan sebagai berikut sesuai **tabel 4.16** dibawah ini:

$$R \text{ (Koefisien modifikasi respon)} = 6,5$$

$$\Omega_0 \text{ (Faktor kuat lebih sistem)} = 2,5$$

$$C_d \text{ (Faktor pembesaran defleksi)} = 5$$

Tabel 4. 17 Penentuan Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus ^g	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI
2. Dinding geser beton bertulang khusus ^h	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	TB	48	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa ^g	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
F. Sistem interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa^g	4½	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1¼	1¼	1¼	10	10	TI ⁱ	TI ⁱ	TI ⁱ
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1¼	1½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1¼	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726:2019

5. Sistem Ganda

Sistem ganda atau *dual system* memiliki kemampuan memikul beban struktur saling berkesinambungan antara rangka SRPMM memikul beban grafitasi dan sebagian memikul beban lateral sedangkan untuk dinding geser sendiri memikul mayoritas beban lateral bangunan Rusun Paspampres. berdasarkan data pada *Etabs* memenuhi syarat sistem ganda atau *dual system* dengan data terlihat pada **tabel 4.17** dan **tabel 4.18** sebagai berikut:

Tabel 4. 18 Hasil *Output Check* Kekakuan Struktur pada *Shearwall*

TABLE: Joint Design Reactions								
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Base	38	14	EQDX	LinRespSpec	Max	170,1367	5,05	732,3584
Base	38	14	EQDY	LinRespSpec	Max	9,4264	9,6705	150,6888
Base	39	27	EQDX	LinRespSpec	Max	193,5711	2,2946	8,9416
Base	39	27	EQDY	LinRespSpec	Max	10,5249	10,6667	152,4935
Base	40	40	EQDX	LinRespSpec	Max	196,8577	3,1247	24,4853
Base	40	40	EQDY	LinRespSpec	Max	10,6092	11,8046	165,0114
Base	41	53	EQDX	LinRespSpec	Max	199,055	4,5569	15,4385
Base	41	53	EQDY	LinRespSpec	Max	10,4132	13,2111	174,3394
Base	42	66	EQDX	LinRespSpec	Max	201,5644	14,7063	655,998
Base	42	66	EQDY	LinRespSpec	Max	9,9304	16,1241	306,7898
Base	43	79	EQDX	LinRespSpec	Max	199,1064	14,4068	70,925
Base	43	79	EQDY	LinRespSpec	Max	8,6445	16,2696	204,2418
Base	44	92	EQDX	LinRespSpec	Max	202,0211	2,3011	30,55
Base	44	92	EQDY	LinRespSpec	Max	8,0156	15,727	207,3891
Base	46	118	EQDX	LinRespSpec	Max	256,3693	164,6844	1971,559
Base	46	118	EQDY	LinRespSpec	Max	6,0871	1622,903	10908,3575
Base	47	131	EQDX	LinRespSpec	Max	198,6158	1,5997	397,6483
Base	47	131	EQDY	LinRespSpec	Max	7,596	13,1065	122,2668
Base	48	144	EQDX	LinRespSpec	Max	222,1137	3,0161	10,3234
Base	48	144	EQDY	LinRespSpec	Max	8,4375	14,3629	74,6891
Base	49	157	EQDX	LinRespSpec	Max	223,7394	3,1429	19,2514
Base	49	157	EQDY	LinRespSpec	Max	8,4487	12,0714	120,2951
Base	50	170	EQDX	LinRespSpec	Max	226,0222	5,6193	7,2965
Base	50	170	EQDY	LinRespSpec	Max	8,6579	17,7741	84,564
Base	51	183	EQDX	LinRespSpec	Max	236,0647	4,9868	514,5148
Base	51	183	EQDY	LinRespSpec	Max	11,133	18,5464	25,7389

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Jumlah Fx Dinding geser dan rangka = 11243,13 kN

Jumlah Fy Dinding geser dan rangka = 7551,052 kN

Tabel 4. 19 Cek Kinerja Seismik pada *Shearwall*

TABLE: Joint Design Reactions								
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN
Base	46	118	EQDX	LinRespSpec	Max	256,3693	164,6844	1971,559
Base	46	118	EQDY	LinRespSpec	Max	6,0871	1622,903	10908,3575
Base	66	378	EQDX	LinRespSpec	Max	68,0434	385,3182	4983,8838
Base	66	378	EQDY	LinRespSpec	Max	6,105	1010,3585	7202,283
Base	69	417	EQDX	LinRespSpec	Max	207,8109	590,8426	19773,3021
Base	69	417	EQDY	LinRespSpec	Max	188,652	974,6269	5797,1866
Base	14	2671	EQDX	LinRespSpec	Max	1531,1342	3,9629	8140,2944
Base	14	2671	EQDY	LinRespSpec	Max	177,3523	1,2195	950,0048
Base	135	2582	EQDX	LinRespSpec	Max	6,4377	176,1348	137,2976
Base	135	2582	EQDY	LinRespSpec	Max	2,3481	17,3114	66,7025
Base	154	2641	EQDX	LinRespSpec	Max	1209,3936	702,4672	15423,9399
Base	154	2641	EQDY	LinRespSpec	Max	146,4237	955,4798	6747,1152
Base	158	2657	EQDX	LinRespSpec	Max	3018,051	10,4667	14515,4573
Base	158	2657	EQDY	LinRespSpec	Max	205,1323	1,0409	1798,7576
Base	37	1409	EQDX	LinRespSpec	Max	0,0581	0,0022	0,00004036
Base	37	1409	EQDY	LinRespSpec	Max	0,0017	0,0002	0,00002104

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Jumlah Fx pada dinding geser = 6297,298 kN

Jumlah Fy pada dinding geser = 4582,94 kN

Presentasi gaya geser yang diterima *shearwall*:

$$\begin{aligned} \% SW (x) &= \frac{\sum Fx SW}{\sum Fx SW + Rangka} \\ &= \frac{6297,298 \text{ kN}}{112443,13 \text{ kN}} \\ &= \mathbf{56,01 \% \text{ Memenuhi}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \% SW (y) &= \frac{\sum Fy SW}{\sum Fy SW + Rangka} \\ &= \frac{4582,94 \text{ kN}}{7551,052 \text{ kN}} \\ &= \mathbf{60,69 \% \text{ Memenuhi}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \% Rangka (x) &= 100 \% - 56,01 \% \\ &= \mathbf{43,99 \% \text{ Memenuhi}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \% Rangka (y) &= 100 \% - 60,69 \% \\ &= \mathbf{39,31 \% \text{ Memenuhi}} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.2.5.1 pada sistem ini distribusi sistem rangka mampu memikul sekurang kurangnya 25 % beban lateral, sedangkan *shearwall* mampu memikul maksimal 75% beban lateral maka dari itu bangunan Rumah Susun Paspampres aman untuk menggunakan *dual system*.

4.3 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726:2020 pada pasal 4.2.2.1 struktur komponen elemen struktur dan elemen fondasi harus didesain sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban beban terfaktor dengan kombinasi sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5Lr$
3. $1,2D + 1W + L + 0,5Lr$
4. $0,9 + 1W$

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 8.3.2.3, digunakan kombinasi pembebanan dengan faktor kuat lebih sebagai berikut:

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

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

Dari persamaan kombinasi diatas dengan nilai $S_{DS} = 0,074133$ dan $\rho = 1,3$ diperoleh kombinasi pembebanan dengan faktor kuat lebih sebagai berikut:

1. Kombinasi 1 = $1,4 DL + 1,4 SDL$
2. Kombinasi 2 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 1,6 LL$
3. Kombinasi 3 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 0,5 W_x$
4. Kombinasi 4 = $1,2 DL + 1,2 SIDL - 0,5 W_x$
5. Kombinasi 5 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 0,5 W_y$
6. Kombinasi 6 = $1,2 DL + 1,2 SIDL - 0,5 W_y$
7. Kombinasi 7 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 0,375 W_x + 0,375 W_y$
8. Kombinasi 8 = $1,2 DL + 1,2 SIDL - 0,375 W_x - 0,375 W_y$
9. Kombinasi 9 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL + 1 W_x$
10. Kombinasi 10 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL - 1 W_x$
11. Kombinasi 11 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL + 1 W_y$
12. Kombinasi 12 = $1,2 DL + 1,2 SIDL + 1 LL - 1 W_y$
13. Kombinasi 13 = $1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL + 1,3 E_x + 0,39 E_y$
14. Kombinasi 14 = $1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL + 1,3 E_x - 0,39 E_y$
15. Kombinasi 15 = $1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL - 1,3 E_x + 0,39 E_y$
16. Kombinasi 16 = $1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL - 1,3 E_x - 0,39 E_y$

17. Kombinasi 17	= 1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL+ 0,39 Ex + 1,3 Ey
18. Kombinasi 18	= 1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL+ 0,39 Ex - 1,3 Ey
19. Kombinasi 19	= 1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL - 0,39 Ex + 1,3 Ey
20. Kombinasi 20	= 1,2148 DL + 1,2148 SIDL + 1 LL- 0,39 Ex - 1,3 Ey
21. Kombinasi 21	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL + 1,3 Ex + 0,39 Ey
22. Kombinasi 22	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL + 1,3 Ex - 0,39 Ey
23. Kombinasi 23	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL - 1,3 Ex + 0,39 Ey
24. Kombinasi 24	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL - 1,3 Ex - 0,39 Ey
25. Kombinasi 25	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL + 0,39 Ex + 1,3 Ey
26. Kombinasi 26	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL + 0,39 Ex - 1,3 Ey
27. Kombinasi 27	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL - 0,39 Ex + 1,3 Ey
28. Kombinasi 28	= 0,8852 DL + 0,8852 SIDL - 0,39 Ex - 1,3 Ey

4.4 Preliminary Design

Sesuai dengan persyaratan SNI 2847:2019 yang digunakan sebagai acuan dalam melakukan *preliminary design* dimensi berikut:

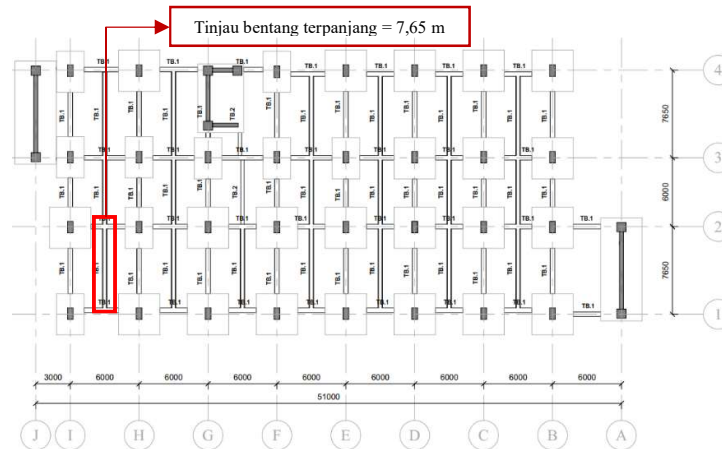
4.4.1 Preliminary Design Balok

Berikut adalah beberapa spesifikasi dalam perencanaan balok dengan mutu beton bertulang sebagai berikut:

Mutu beton	: 30 Mpa
Berat jenis beton	: 24 kN/m ³
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f'_c}$
Mutu baja	: BJTS 420B
Berat jenis baja	: 78,5 kN/m ³
Modulus elastisitas	: 200000 MPa
Kuat leleh, fy	: 420 MPa
Kuat tarik, fu	: 570 MPa

A. Tie Beam Lantai Dasar

Preliminary design tie beam dengan perhitungan mengambil *sample* bentang terpanjang seperti **gambar 4.7** sebagai berikut:



Gambar 4. 7 Denah Rencana Balok Lantai Dasar

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

Tipe	: TB1
Bentang balok	: 7650 mm
Kuat leleh baja, f_y	: 420 MPa
Kuat tarik baja, f_u	: 570 MPa
Mutu beton, f_c	: 30 MPa

$$h = \frac{L}{12}$$

$$h = \frac{7650}{12}$$

$$h = 637,5 \text{ mm} \approx \text{diambil } 700 \text{ mm (memenuhi } h \text{ minimum } L/10 - L/16)$$

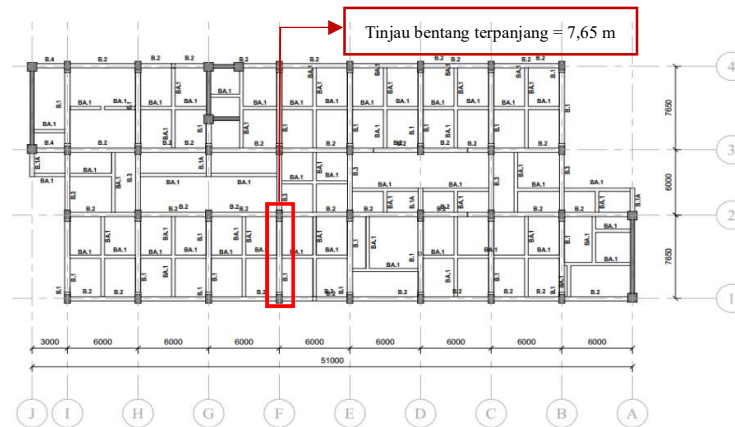
$$b = \frac{h}{2}$$

$$b = \frac{700}{2}$$

$$b = 350 \text{ mm} \approx \text{diambil } 400 \text{ mm (memenuhi lebar balok } \geq 0,3h)$$

B. Balok Induk

Preliminary design balok induk dengan perhitungan mengambil *sample* bentang seperti **gambar 4.8** sebagai berikut:



Gambar 4. 8 Denah Rencana Balok Lantai 2

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

Tipe : B1
 Bentang balok : 7650 mm
 Kuat leleh baja, f_y : 420 MPa
 Kuat tarik baja, f_u : 570 MPa
 Mutu beton, f_c : 30 MPa

$$h = \frac{L}{12}$$

$$h = \frac{7650}{12}$$

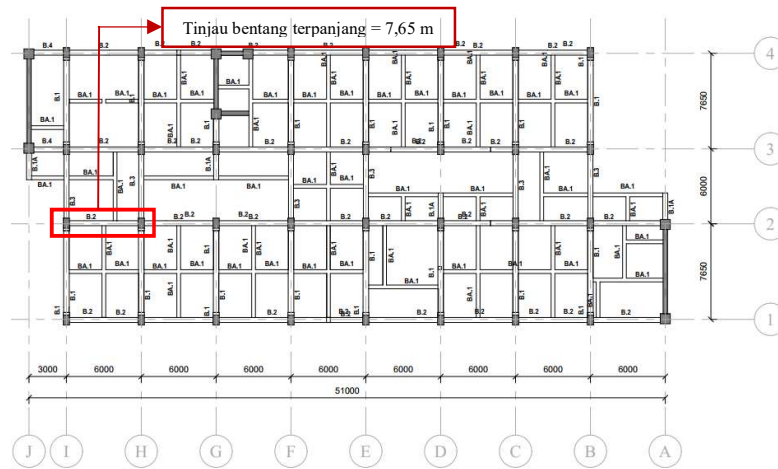
$h = 637,5 \text{ mm} \approx$ diambil 650 mm (memenuhi h minimum $L/10 - L/16$)

$$b = \frac{h}{2}$$

$$b = \frac{700}{2}$$

$b = 350 \text{ mm} \approx$ diambil 450 mm (memenuhi lebar balok $\geq 0,3h$)

Preliminary design balok induk dengan perhitungan mengambil *sample* bentang seperti **gambar 4.9** sebagai berikut:



Gambar 4. 9 Denah Balok Lantai 2

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

Tipe	: B2
Bentang balok	: 6000 mm
Kuat leleh baja, f_y	: 420 MPa
Kuat tarik baja, f_u	: 570 MPa
Mutu beton, f_c	: 30 MPa

$$h = \frac{L}{12}$$

$$h = \frac{6000}{12}$$

$h = 500 \text{ mm} \approx$ diambil 600 mm (memenuhi h minimum $L/10 - L/16$)

$$b = \frac{h}{2}$$

$$b = \frac{600}{2}$$

$b = 300 \text{ mm} \approx$ diambil 400 mm (memenuhi lebar balok $\geq 0,3h$)

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh hasil rekapitulasi *preliminary design* balok induk dan *tie beam* seperti pada **tabel 4.19** berikut.

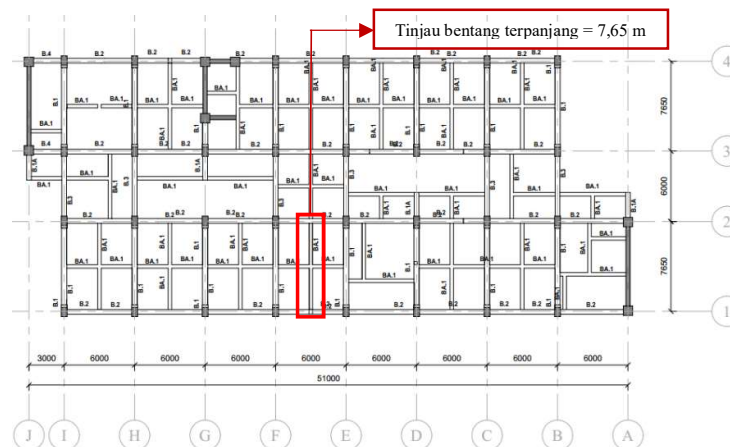
Tabel 4. 20 Preliminary Design Balok Induk dan Tie Beam

No.	Jenis	L (mm)	Ln (mm)	h min (mm)	h pakai (mm)	b min (mm)	b pakai (mm)	Dimensi (h x b) (mm)		
								h	x	b
1.	B1	7650	6650	637,5	650	325	450	650	x	450
2.	B2	6000	5000	500	600	300	400	600	x	400
3.	B3	7650	6650	637,5	650	325	400	650	x	400
4.	B4	3000	2000	250	500	250	400	500	x	400
5.	TB1	7650	6650	637,5	700	350	400	700	x	400

Sumber: Hasil Analisis Penulis 2025

C. Balok Anak

Preliminary design balok anak dengan perhitungan mengambil *sample* bentang seperti gambar 4.10 sebagai berikut:



Gambar 4. 10 Denah Balok Lantai 2

Sumber: Hasil Analisa Pribadi, 2025

Tipe : BA1
 Bentang balok : 7650 mm
 Kuat leleh baja, f_y : 420 MPa
 Kuat tarik baja, f_u : 570 MPa
 Mutu beton, f_c : 30 MPa

$$h = \frac{L}{16}$$

$$h = \frac{7650}{16}$$

$h = 478 \text{ mm} \approx$ diambil 500 mm (memenuhi h minimum $L/10 - L/16$)

$$b = \frac{h}{2}$$

$$b = \frac{500}{2}$$

$b = 250 \text{ mm} \approx$ diambil 300 mm (memenuhi lebar balok $\geq 0,3h$)

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh hasil rekapitulasi *preliminary design* balok anak seperti pada **tabel 4.20** berikut.

Tabel 4. 21 *Preliminary Design* Balok Anak

No.	Jenis	L (mm)	Ln (mm)	h min (mm)	h pakai (mm)	b min (mm)	b pakai (mm)	Dimensi (h x b) (mm)		
								h	x	b
1.	BA1	7650	6650	478,125	500	250	300	500	x	300
2.	B1A	2470	1945	308,75	650	325	400	650	x	400

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

E. Pengecekan Syarat Desain Balok

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.2, berikut beberapa persyaratan dalam rencana desain balok:

1. Bentang bersih $\geq 4d$
2. Lebar balok $\geq 0,3h$
3. Lebar balok $\geq 250 \text{ mm}$
4. Lebar balok $< c2$
5. Lebar balok $< 0,75c1$

Keterangan:

1. d = tinggi efektif balok
2. b = lebar balok
3. h = tinggi balok
4. $c2$ = sisi lebar kolom
5. $c1$ = sisi panjang kolom

Berikut adalah rekapitulasi pengecekan *preliminary design* balok terhadap syarat desain dimensi balok seperti **tabel 4.21** dibawah ini.

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Pengecekan Syarat Desain Balok

No.	Tipe	Bentang (mm)	b (mm)	h (mm)	Syarat 1	Syarat 2	Syarat 3	Syarat 4	Syarat 5
					$L_n > 4d$	$b \geq 0,3h$	$b \geq 250$ mm	$b < c_2$	$b < 0,75c_1$
1.	B1	7650	450	650	OK	OK	OK	OK	OK
2.	B2	6000	400	600	OK	OK	OK	OK	OK
3.	B3	7650	400	650	OK	OK	OK	OK	OK
4.	B4	6000	400	500	OK	OK	OK	OK	OK
5.	TB1	7650	400	700	OK	OK	OK	OK	OK
6.	BA1	7650	300	500	OK	OK	OK	OK	OK
7.	B1A	2470	400	650	OK	OK	OK	OK	OK

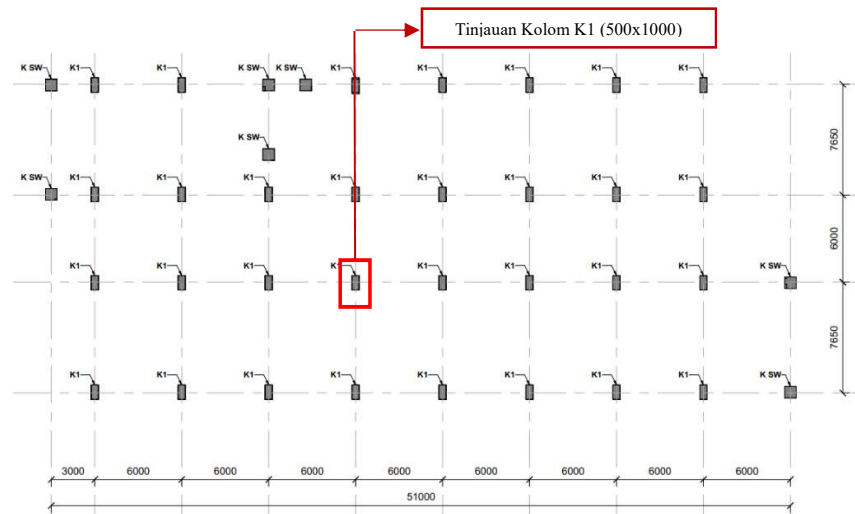
Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.4.2 Preliminary Design Kolom

Untuk mencari dimensi kolom menggunakan mengikuti SNI 2847:2019 tentang beton struktural. Berikut adalah beberapa spesifikasi dalam perencanaan kolom dengan mutu beton bertulang sebagai berikut:

Mutu beton	: 30 Mpa
Berat jenis beton	: 24 kN/m ³
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f'_c}$
Mutu baja	: BJTS 420B
Berat jenis baja	: 78,5 kN/m ³
Modulus elastisitas	: 200000 MPa
Kuat leleh, f_y	: 420 MPa
Kuat tarik, f_u	: 570 MPa

Preliminary design kolom dengan perhitungan mengambil *sample* seperti **gambar 4.11** sebagai berikut:



Gambar 4. 11 Denah Kolom Lantai Mezanine

Sumber: Hasil Analisa Pribadi, 2025

Tipe kolom	: K1
Bentang balok (L)	: 7650 mm
Tinggi kolom (H)	: 4000 mm
Dimensi balok	:
b	: 450 mm
h	: 650 mm
Mutu baja	: 420 Mpa
Rencana dimensi kolom	: 500 x 1000 mm

Ketentuan perencanaan dimensi kolom

$$\frac{I_{kolom}}{H_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{L_{balok}}$$

$$\frac{\frac{1}{12}bh^3}{H_{kolom}} \geq \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L_{balok}}$$

$$\frac{\frac{1}{12} \times 500 \times 1000^3}{4000} \geq \frac{\frac{1}{12} \times 450 \times 650^3}{7650}$$

$$10.416.666,7 \geq 1.346.200,9 \text{ (Memenuhi syarat } \frac{I_{kolom}}{H_{kolom}} \geq \frac{I_{balok}}{L_{balok}} \text{)}$$

Maka digunakan dimensi kolom K1 yaitu 500 x 1000 mm

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh hasil rekapitulasi *preliminary design* kolom seperti pada **tabel 4.23** berikut.

Tabel 4. 23 *Preliminary Design* Kolom

Tipe Kolom	Tinggi Kolom (mm)	h (mm)	b (mm)
K1	4000	1000	500
K2	3600	800	500
K3	3600	500	500
K SW	4000	800	800
K SW	3600	800	800

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.4.3 *Preliminary Design* Pelat

Untuk mencari dimensi pelat mengikuti aturan SNI 2847:2019 tentang beton struktural. Berikut adalah beberapa spesifikasi dalam perencanaan pelat dengan mutu beton bertulang sebagai berikut:

Mutu beton	: 30 Mpa
Berat jenis beton	: 24 kN/m ³
Modulus elastisitas	: $4700\sqrt{f'_c}$
Mutu baja	: BJTS 420B
Berat jenis baja	: 78,5 kN/m ³
Modulus elastisitas	: 200000 MPa
Kuat leleh, f_y	: 420 MPa
Kuat tarik, f_u	: 570 MPa

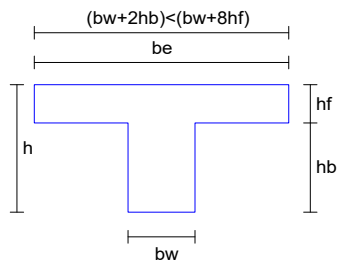
Preliminary design pelat dengan perhitungan mengambil *sample* dengan pelat ukuran 7650 x 6000 mm seperti **gambar 4.12** sebagai berikut:

$$S_n = Lx - \frac{bw}{2} + \frac{bw}{2}$$

$$S_n = 600 - \frac{40}{2} + \frac{40}{2} = 600 \text{ cm}$$

c. Menghitung dimensi plat

- Menentukan lebar efektif sayap balok X1



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

$$be1 = bw + 2 (h-t)$$

$$be1 = 400 + 2 (600-120) = 1360 \text{ mm}$$

$$be2 = bw + 8t$$

$$be2 = 400 + 960 = 1360 \text{ mm}$$

diambil nilai minimum, $be = 1360 \text{ mm}$

- Menghitung nilai k

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{136}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)} = 1,642$$

- Menghitung momen inersia balok

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1,642 = 1.182.240 \text{ cm}^4$$

- Menghitung momen inersia plat

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{6000 \times 120^3}{12} = 86.400 \text{ cm}^4$$

- Modulus elastisitas beton

$$E_{cb} = E_{cs} = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

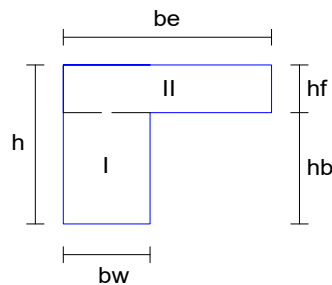
$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25742,96 \text{ MPa} = 257429,6 \text{ kg/cm}^2$$

- Mencari rasio kekakuan

$$\alpha_{fx1} = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s} = \frac{257429,6 \times 1182240}{257429,6 \times 86400} = 13,683 > 1 \quad \mathbf{OK}$$

- Menentukan lebar efektif sayap balok X2



$$be1 = bw + (h-t)$$

$$be1 = 400 + (600 - 120) = 880 \text{ mm}$$

$$be2 = bw + 4t$$

$$be2 = 400 + 480 = 880 \text{ mm}$$

diambil nilai minimum, $be = 880 \text{ mm}$

- Menghitung nilai k

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{88}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)} = 1,381$$

- Menghitung momen inersia balok

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1,381 = 994.320 \text{ cm}^4$$

- Menghitung momen inersia plat

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{6000 \times 120^3}{12} = 86.400 \text{ cm}^4$$

- Modulus elastisitas beton

$$E_{cb} = E_{cs} = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

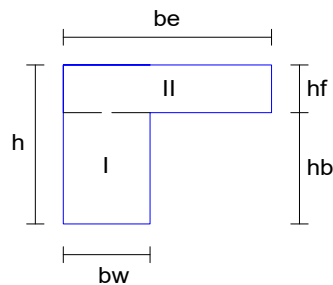
$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25742,96 \text{ MPa} = 257429,6 \text{ kg/cm}^2$$

- Mencari rasio kekakuan

$$\alpha_{fx2} = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s} = \frac{257429,6 \times 994320}{257429,6 \times 86400} = 11,508 > 1 \quad \mathbf{OK}$$

- Menentukan lebar efektif sayap balok Y1



$$be_1 = bw + (h-t)$$

$$be_1 = 450 + (600 - 120) = 930 \text{ mm}$$

$$be_2 = bw + 4t$$

$$be_2 = 450 + 480 = 930 \text{ mm}$$

diambil nilai minimum, $be = 930 \text{ mm}$

- Menghitung nilai k

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{93}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{93}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{93}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)} = 1,346$$

- Menghitung momen inersia balok

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 450 \times 600^3 \times 1,346 = 1.090.260 \text{ cm}^4$$

- Menghitung momen inersia plat

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{7650 \times 120^3}{12} = 110.160 \text{ cm}^4$$

- Modulus elastisitas beton

$$E_{cb} = E_{cs} = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

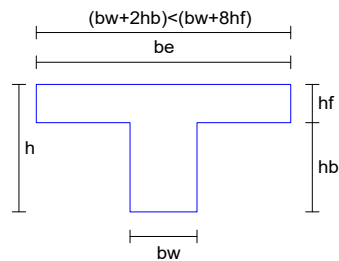
$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25742,96 \text{ MPa} = 257429,6 \text{ kg/cm}^2$$

- Mencari rasio kekakuan

$$\alpha_{fy1} = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s} = \frac{257429,6 \times 1.090.260}{257429,6 \times 110.160} = 9,897 > 1 \quad \mathbf{OK}$$

- Menentukan lebar efektif sayap balok Y2



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

$$be1 = bw + 2 (h-t)$$

$$be1 = 450 + 2 (600-120) = 1410 \text{ mm}$$

$$be2 = bw + 8t$$

$$be2 = 450 + 960 = 1410 \text{ mm}$$

diambil nilai minimum, $be = 1410 \text{ mm}$

- Menghitung nilai k

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)} = 1,591$$

- Menghitung momen inersia balok

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 45 \times 60^3 \times 1,591 = 1.288.710 \text{ cm}^4$$

- Menghitung momen inersia plat

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{7650 \times 120^3}{12} = 110.160 \text{ cm}^4$$

- Modulus elastisitas beton

$$E_{cb} = E_{cs} = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25742,96 \text{ MPa} = 257429,6 \text{ kg/cm}^2$$

- Mencari rasio kekakuan

$$\alpha_{fy2} = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s} = \frac{257429,6 \times 1288710}{257429,6 \times 110.160} = 11,699 > 1 \quad \mathbf{OK}$$

- d. Mencari rata rata nilai (α_{fm})

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_{fx1} + \alpha_{fx2} \quad \alpha_{fy1} + \alpha_{fy2}}{4}$$

$$\alpha_{fm} = \frac{13,683 + 11,508 + 9,897 + 11,699}{4}$$

$$\alpha_{fm} = 11,697 > 2$$

Karena nilai $\alpha_{fm} > 2$, maka sesuai SNI 2847:2019 menggunakan rumus:

$$\frac{\ln\{0,8 + \frac{fy}{1400}\}}{36 + 9\beta} > 90$$

$$\frac{6000\{0,8 + \frac{420}{1400}\}}{36 + 9(\frac{7650}{6000})} > 90$$

$$120,020 > 90 \text{ (Memenuhi syarat } \frac{\ln\{0,8 + \frac{fy}{1400}\}}{36 + 9\beta} > 90)$$

Maka tebal rencana pelat lantai yang digunakan adalah 120 mm.

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh hasil rekapitulasi *preliminary design* pelat seperti pada **tabel 4.24** berikut.

Tabel 4. 24 Preliminary Design Pelat

Tipe Plat	Ly (mm)	Lx (mm)	α_{fm}	hmin 1 (mm)	hmin 2 (mm)	h	h > h min	Letak
S1	7650	6000	11,697	120,020	90	120	OK	Lt 1 -10
S1	7650	6000	11,697	120,020	90	120	OK	Lt atap + skylight

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.4.4 Preliminary Design Shearwall

Berdasarkan aturan SNI 2847:2019, ketebalan dinding minimum dengan tipe dinding tumpu dalam menahan beban vertikal dan lateral harus sesuai pada **tabel 4.25** berikut:

Tabel 4. 25 Tebal Dinding Minimum

Tipe dinding	Ketebalan minimum <i>h</i>	
Tumpu ⁽¹⁾	100 mm	(a)
	Terbesar dari 1/25 nilai terkecil dari panjang dan tinggi tidak tertumpu	(b)
Bukan tumpu	100 mm	(c)
	Terbesar dari 1/30 nilai terkecil dari panjang dan tinggi tidak tertumpu	(d)
Basemen dan fondasi eksterior ⁽¹⁾	190 mm	(e)

Sumber: SNI 2847:2019

Direncanakan *shearwall* dengan ketebalan *design* sebagai berikut:

$$H_w = 4000 \text{ mm}$$

$$H_w = \frac{4000}{25} = 160 \text{ mm}$$

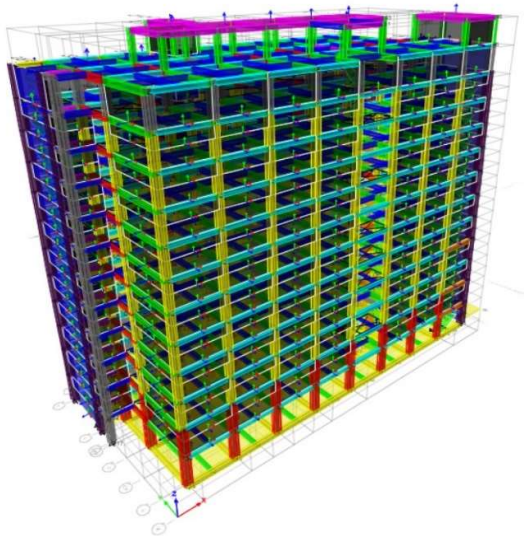
$$L_w = 7650 \text{ mm}$$

$$L_w = \frac{7650}{25} = 306 \text{ mm}$$

Maka, dapat diambil hmin *shearwall* yaitu 350 mm

4.5 Analisis Struktur










Berikut adalah pemodelan struktur Rumah Susun Paspampres IKN menggunakan *software ETABS* seperti pada **gambar 4.13** dibawah ini:



Gambar 4. 13 Permodelan Analisis Struktur

Sumber: Permodelan dan Analisis Penulis pada *Software ETABS*

Berikut adalah beberapa keterangan warna pada desain permodelan struktur:

	: Kolom K1		: <i>Shearwall</i>
	: Kolom K2		: Balok B1
	: Kolom K3		: Balok B2
	: Balok B4		: Balok B3
	: Balok BA1		

4.5.1 Analisis Ragam atau Partisipasi Massa

Analisis ragam sebagai partisipasi massa struktur lebih dari 90 % terhadap gaya lateral ke arah X dan arah Y, berikut merupakan tabel kontrol analisis jumlah ragam atau partisipasi massa pada Bangunan Gedung Rusun Paspampres IKN pada massa 32 sudah mencapai 90 % seperti pada **tabel 4.26** dibawah ini.

Tabel 4. 26 Tabel Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	2,43	0,687	0,0001	0	0,687	0,0001
Modal	2	1,204	0,0004	0,6303	0	0,6874	0,6305
Modal	3	0,867	0,0003	0,0173	0	0,6877	0,6478
Modal	4	0,646	0,1408	0,0003	0	0,8284	0,6482
Modal	5	0,371	0,00002652	0,1467	0	0,8284	0,7948
Modal	6	0,324	0,0456	0,0001	0	0,874	0,7949
Modal	25	0,193	0,0004	0,0006	0	0,8983	0,8684
Modal	26	0,186	0,0114	0,0012	0	0,9097	0,8696
Modal	27	0,176	0	0,0174	0	0,9097	0,887
Modal	28	0,165	0,0013	0,0001	0	0,911	0,887
Modal	29	0,162	0,0016	0,00002353	0	0,9126	0,8871
Modal	30	0,156	0,00001955	0,0051	0	0,9126	0,8922
Modal	31	0,155	0,0082	0,0011	0	0,9208	0,8932
Modal	32	0,15	0,0003	0,0093	0	0,9211	0,9025

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.5.2 Analisa Perbandingan Geser Dasar Statis dan Dinamis *ETABS*

Analisis perbandingan antara gaya geser dasar yang diperoleh dari metode analisis statik ekuivalen dan yang dihasilkan melalui metode analisis dinamik respons spektrum merupakan langkah penting dalam evaluasi kinerja struktur terhadap beban gempa. Untuk memastikan bahwa struktur memenuhi ketentuan keselamatan sesuai standar perencanaan gempa, maka hasil gaya geser dasar dari analisis dinamik (disebut sebagai V dinamik) harus lebih besar sama dengan dibandingkan dengan gaya geser dasar dari analisis statik ekuivalen (disebut sebagai V statik).

Apabila nilai V dinamik yang diperoleh dari respons spektrum lebih besar daripada nilai V statik, maka kondisi disebut dianggap memenuhi persyaratan desain struktur tahan gempa. Artinya hasil analisis dinamik memberikan respons yang lebih konservatif atau setara, sehingga struktur dianggap cukup kuat dalam merespons beban gempa secara realitis.

Pada proyek bangunan Gedung Rusun Paspampres IKN telah dilakukan kontrol terhadap hasil perbandingan kedua jenis gaya geser dasar tersebut, dan seluruh hasil menunjukkan bahwa nilai V dinamik lebih besar dari V statik. Dengan demikian, seluruh kondisi tersebut telah dianggap memenuhi kriteria desain gempa dan dinyatakan struktur bangunan telah sesuai analisis standar dengan kondisi memenuhi layak untuk dilakukan tahap desain berikutnya. Berikut gambar *output ETABS base reaction* dan *table base shear* seperti pada **tabel 4.27** dan **tabel 4.28** dibawah ini.

Tabel 4. 27 Hasil Analisis Gaya Geser Dasar

TABLE: Base Reactions									
Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
EQ SX	LinStatic	Step By Step	1	-7381,7099	7,616E-07	0	-0,0001	-251820,781	100621,8874
EQ SX	LinStatic	Step By Step	2	7,616E-07	-7382	0	237815,3372	0,0001	-179594,3197
EQ SY	LinStatic	Step By Step	1	-7381,7099	7,616E-07	0	-0,0001	-251820,781	100621,8874
EQ SY	LinStatic	Step By Step	2	7,616E-07	-7382	0	237815,3372	0,0001	-179594,3197
EQ DX	LinRespSpec	Max		10193,0729	393	0	11765,9847	307510,7825	139960,742
EQ DY	LinRespSpec	Max		210,4737	7439	0	234835,0348	3516,6761	195636,8615

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Tabel 4. 28 Faktor Kontrol Dinamik dan Statik

Base Shear	Dinamik (V_D)	Statik (V_s)	Faktor skala	kontrol
	Geser Dasar (kN)	Geser Dasar (kN)	V_s / V_D	$(V_D) \geq 100\% V_s$
arah x	10193,07	7381,71	0,724189	OK
arah y	7438,75	7381,71	0,992332	OK

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Faktor kontrol dinamik di ETABS adalah parameter dan prosedur untuk memeriksa bahwa analisis dinamik (gempa/angin) sudah akurat, aman, dan sesuai regulasi, terutama terkait periode struktur, partisipasi massa, dan jumlah mode getar yang digunakan.

4.5.3 Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.12.1 ditentukan berdasarkan jenis struktur bangunan yang dianalisa dan kategori risiko yang sudah ditetapkan, simpangan antar tingkat (Δ) seperti ditentukan dalam 0; atau 0; tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_α), seperti dapat dilihat pada **tabel 4.29** dibawah ini.

Tabel 4. 29 Simpangan Antar Tingkat Izin berdasar Kategori Resiko

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	0,025 h_{sx} ^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Sumber: SNI 1726:2019

$$\Delta_x = \frac{(\delta_2 - \delta_1)Cd}{I} < \Delta_a \Rightarrow \Delta_a h_x$$

Keterangan:

 Δ_x = simpangan antar lantai δ = defleksi yang terjadi I = faktor keutamaan gempa h_x = tinggi dibawa tingkat x

Cd = faktor pembesaran defleksi

Dengan hasil luaran pada *software ETABS* terhadap simpangan antar lantai arah x seperti pada **tabel 4.30** dibawah ini:

Tabel 4. 30 Simpangan Atar Lantai Arah X

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm
ATAP	47,6	Top	251,956	5,827
Story12	44	Top	232,852	6,103
Story11	40,4	Top	216,284	5,768
Story10	36,8	Top	198,032	5,659
Story9	33,2	Top	179,908	5,287
Story8	29,6	Top	159,565	4,831
Story7	26	Top	139,354	4,296
Story6	22,4	Top	126,597	3,696
Story5	18,8	Top	119,719	3,042
Story4	15,2	Top	106,225	2,359

Story3	11,6	Top	90,01	1,685
Story2	8	Top	77,98	1,082
Story1	4	Top	65,81	0,471
Base	0	Top	0	0

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

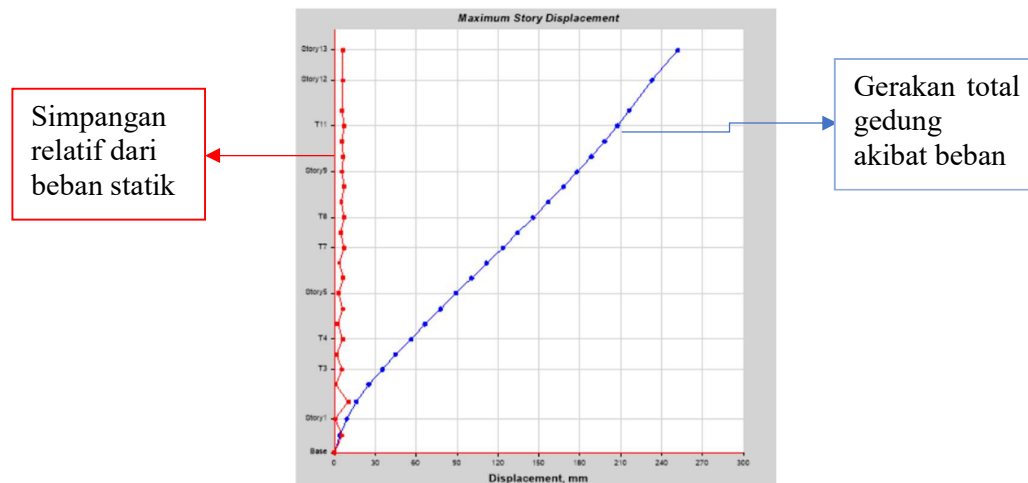
Setelah mengetahui hasil luaran pada *software ETABS* dilakukan Uji Kontrol pada **tabel 4.31** dibawah ini:

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Simpangan Antar Lantai Arah X

Lantai	Hsx	dx	Δx	Δa (Ijin)	kontrol
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	$\Delta x < \Delta$ ijin
ATAP	3600	251,96	63,6800	72	OK
LT.12	3600	232,85	55,2267	72	OK
LT.11	3600	216,28	60,8400	72	OK
LT.10	3600	198,03	60,4133	72	OK
LT.9	3600	179,91	67,8100	72	OK
LT.8	3600	159,57	67,3700	72	OK
LT.7	3600	139,35	65,4500	72	OK
LT.6	3600	119,72	44,9800	72	OK
LT.5	3600	106,23	54,0500	72	OK
LT.4	3600	90,01	40,1000	72	OK
LT.3	4000	77,98	40,5667	80	OK
LT.2	4000	65,81	65,8100	80	OK
Dasar	0	0	0	0	

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Dari hasil cek uji kontrol pada simpangan antar lantai arah X, luaran *software ETABS* dari hasil gambar grafik berwarna biru menunjukkan arah X sebagai *displacement* total untuk beban statik, sedangkan warnah merah menunjukkan arah lain dari pembebanan, seperti **gambar 4.14** grafik *story drift* dibawah ini:



Gambar 4. 14 Grafik Simpangan Antar Lantai Arah X

Sumber: *Output ETABS Displacement*

Dengan hasil luaran pada *software ETABS* terhadap simpangan antar lantai arah Y seperti pada **tabel 4.32** dibawah ini;

Tabel 4. 32 Simpangan Antar Lantai Arah Y

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	2,5
	m		mm	mm
Story13	47,6	Top	5,975	51,516
Story12	44	Top	5,398	51,115
Story11	40,4	Top	4,684	46,644
Story10	36,8	Top	4,178	41,592
Story9	33,2	Top	3,933	36,282
Story8	29,6	Top	3,641	30,991
Story7	26	Top	3,355	25,896
Story6	22,4	Top	3,059	21,112
Story5	18,8	Top	2,668	16,308
Story4	15,2	Top	2,156	11,611
Story3	11,6	Top	1,574	7,493
Story2	8	Top	0,958	4,108
Story1	4	Top	0,323	1,441
Base	0	Top	0	0

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

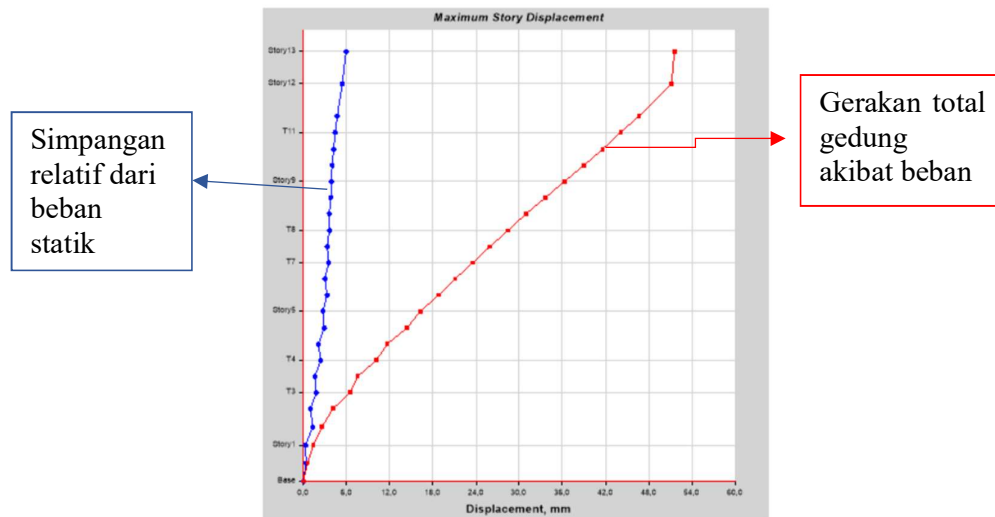
Setelah mengetahui hasil luaran pada *software ETABS* dilakukan Uji Kontrol seperti pada **tabel 4.33** dibawah ini:

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Simpangan Antar Lantai Arah Y

Lantai	Hsx	dy	Δy	Δa (Ijin)	kontrol
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	$\Delta y < \Delta$ ijin
ATAP	3600	51,516	1,3367	72	OK
LT.12	3600	51,115	14,9033	72	OK
LT.11	3600	46,644	16,8400	72	OK
LT.10	3600	41,592	17,7000	72	OK
LT.9	3600	36,282	17,6367	72	OK
LT.8	3600	30,991	16,9833	72	OK
LT.7	3600	25,896	15,9467	72	OK
LT.6	3600	21,112	16,0133	72	OK
LT.5	3600	16,308	15,6567	72	OK
LT.4	3600	11,611	13,7267	72	OK
LT.3	4000	7,493	11,2833	80	OK
LT.2	4000	4,108	13,6933	80	OK
Dasar	0	0	0	0	

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Dari hasil cek uji kontrol pada simpangan lantai arah Y, luaran *software ETABS* dari hasil gambar grafik berwarna biru menunjukkan arah Y sebagai *displacement* total untuk beban statik, sedangkan warnah merah menunjukkan arah lain dari pembebanan, seperti **gambar 4.15** grafik *story drift* dibawah ini:



Gambar 4. 15 Grafik Simpangan Arah Y

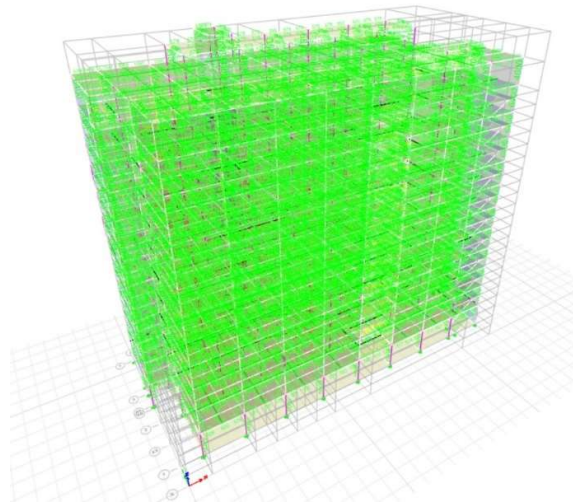
Sumber: *Output ETABS Displacement*

Dari hasil perhitungan drift lateral pada seluruh lantai mulai dari atap hingga lantai dasar, diperoleh bahwa nilai Δx lebih kecil dari batas izin Δa , yang menunjukkan bahwa struktur gedung telah memenuhi syarat stabilitas lateral dan potensi deformasi yang terjadi dalam beban gempa maupun angin masih berada dalam batas aman.

Berdasarkan grafik *maximum story displacement* menunjukkan perpindahan lateral meningkat secara bertahap dari lantai dasar menuju atap dengan nilai maksimum pada lantai teratas. Ini mencerminkan spesifikasi struktur yang dikontrol oleh deformasi geser dan tidak menunjukkan adanya kondisi *soft story*. Perpindahan masih dalam batas layanan yang direncanakan, sehingga tidak ada risiko drift berlebih yang memicu kerusakan struktural. Dengan demikian, model struktur dipandang valid dan memadai dari sisi stabilitas lateral.

4.5.4 Analisis Rasio Struktur

Melakukan evaluasi elemen struktur aman terhadap beban-beban yang bekerja berdasarkan kombinasi beban yang dipilih. Hasil pengecekan rasio batang diharapkan mampu / aman dalam menjaga kestabilan atau deformasi yang tidak diinginkan. Pada proyek Rusun Paspampres IKN dapat dilihat melalui hasil *run analysis check design* kolom berwarna Hijau \rightarrow rasio $< 1 \rightarrow$ aman, Kuning \rightarrow mendekati 1 \rightarrow borderline, Merah \rightarrow rasio $\geq 1 \rightarrow$ tidak aman (*overstress*). Hasil analisis rasio struktur batang dapat dilihat pada **gambar 4.16** berikut:



Gambar 4. 16 Hasil Analisis Struktur Rasio

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

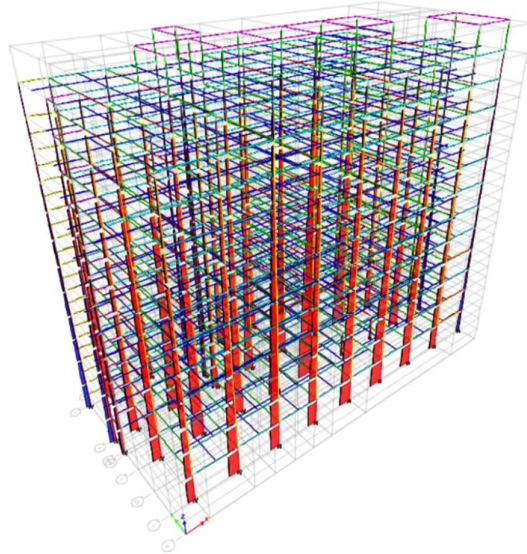
4.5.5 Analisis Gaya Aksial, Gaya Geser dan Gaya Momen

Pada perencanaan proyek Gedung Rusun Paspampres IKN mengutamakan kekuatan, kestabilan, dan keamanan struktur maka perlu adanya analisis gaya aksial, gaya geser dan gaya momen sebagai berikut:

A. Gaya Aksial

Gaya yang bekerja sejajar sumbu elemen berupa tekan atau tarik, untuk menentukan kapasitas kolom dan dinding geser apakah kolom serta dinding geser mampu menahan berat lantai di atasnya, jika beban terlalu besar dan gaya

yang diterima besar maka kolom bisa gagal tekan (*buckling*) atau puntir (Sholeh, 2019). Berikut merupakan gambar gaya aksial yang bekerja pada perencanaan Rusun Paspampres IKN seperti pada **gambar 4.17** dibawah ini:



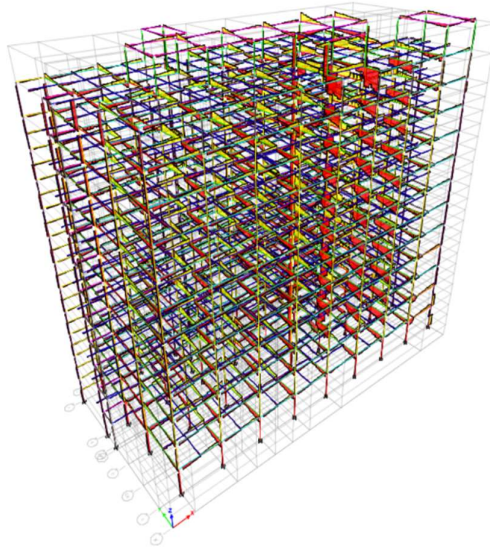
Gambar 4. 17 Hasil Analisis Gaya Aksial

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

Berdasarkan hasil analisis di *ETABS* menunjukkan distribusi gaya aksial pada kolom struktur dengan warna batang merah menunjukkan besar gaya aksial pada kolom, kolom berwarna merah terang menunjukkan gaya tekan besar atau kompresi tinggi, dan kolom berwarna biru atau ungu, gaya lebih kecil. Setelah mendapatkan P aksial bisa digunakan untuk perencanaan tulangan

B. Gaya Geser

Gaya geser bekerja pada penampang cenderung menggeser bagian atas terhadap bagian bawah, gaya geser merupakan gaya yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu memanjang pada batang (Sholeh, 2019). Berikut gambar gaya geser pada analisis *software ETABS* seperti **gambar 4.18** dibawah ini:



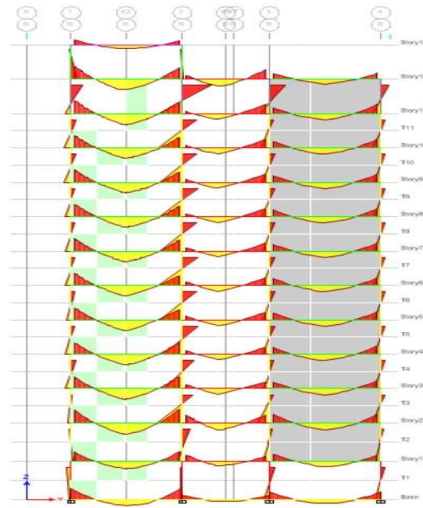
Gambar 4. 18 Hasil Analisis Gaya Geser

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

Warna batang menggambarkan besarnya gaya geser pada elemen struktur seperti, merah terang adalah gaya geser besar (kritis), kuning – hijau adalah gaya geser sedang, dan biru – ungu adalah gaya geser kecil. Elemen vertikal (kolom) dan horizontal (balok) diberi warna sesuai nilai gaya geser internal pada kombinasi beban tertentu (misalnya EQX, 1.2DL + 1.0EQ, dll).

C. Gaya Momen

Gaya momen merupakan gaya yang bekerja pada suatu batang akibat gaya yang bekerja pada batang (Sholeh, 2019). Gaya momen menyebabkan momen lentur atau melengkung yang bekerja tegak lurus terhadap elemen. Berikut gambar gaya momen pada analisis *software ETABS* seperti **gambar 4.19** dibawah ini:



Gambar 4. 19 Hasil Analisis Gaya Momen

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

Gaya momen merah artinya momen maksimum (kritis, biasanya pada tumpuan atau tengah bentang), kuning – hijau artinya momen sedang, abu abu atau tanpa warna artinya tidak aktif dalam kombinasi beban yang sedang ditampilkan. Posisi diagram momen positif arah lengkungan ke bawah (balok mengalami tarik di bawah) sedangkan momen negative arah lengkungan ke atas (balok mengalami tarik di atas, biasanya di tumpuan). Gaya momen yang diperoleh dari ETABS digunakan sebagai dasar perencanaan elemen struktur, khususnya untuk menentukan kebutuhan tulangan pada balok, kolom, maupun pelat. Momen positif mengarahkan penempatan tulangan tarik di bawah, sedangkan momen negatif mengarahkan penempatan tulangan tarik di atas, terutama pada tumpuan. Nilai momen ini kemudian dibandingkan dengan kapasitas elemen untuk memastikan rasio desain aman sesuai SNI 2847:2019. Hasil perhitungan tersebut menjadi acuan dalam penentuan jumlah, diameter, posisi, dan panjang penyaluran tulangan yang kemudian dituangkan ke dalam gambar kerja. Dengan demikian, data momen dari ETABS tidak hanya menunjukkan besar gaya yang bekerja, tetapi juga menjadi tahapan penting dalam memastikan kekuatan, keamanan, dan efisiensi penggunaan material pada konstruksi.

4.6 Perhitungan Tulangan Struktur Atas

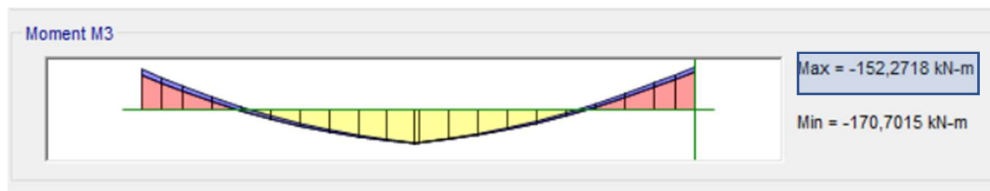
Perhitungan penulangan struktur atas mencakup tulangan struktur kolom, balok, dan pelat sesuai perencanaan dengan alur perhitungan sebagai berikut.

4.6.1 Perhitungan Tulangan Balok

Output dari hasil analisis struktur pada *software ETABS* digunakan dalam perhitungan tulangan balok (tulangan lentur dan tulangan geser).

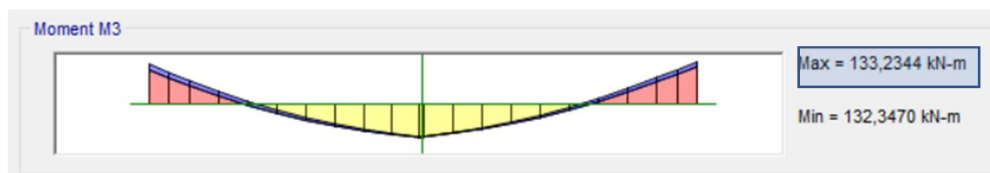
A. Balok B1

Berikut merupakan data perencanaan berdasarkan *output* hasil analisa pada *software ETABS* dapat dilihat pada **gambar 4.20** hingga **gambar 4.22**.



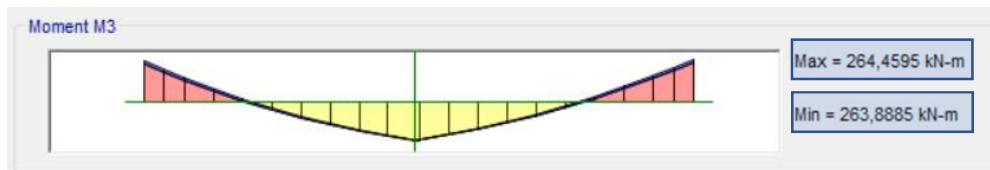
Gambar 4. 20 Output Momen Tumpuan Positif ETABS

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025



Gambar 4. 21 Output Momen Tumpuan Negatif ETABS

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025



Gambar 4. 20 Output Momen Lapangan Negatif dan Positif ETABS

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025

1. Perhitungan tulangan lentur balok

Direncanakan:

A. Tebal selimut beton = 40 mm

- B. Kuat tekan beton, F_c' = 30 MPa
 C. Kuat leleh baja tulangan, f_y = 420 MPa
 D. Ukuran balok ($b \times h$) = B1 (450 x 650)
 E. Diameter Sengkang = 10 mm
 F. Diameter Tul utama = 19 mm

$$d' = \text{Tebal selimut} + d_{\text{sengkang}} + 0,5d_{\text{tul utama}}$$

$$= 40 + 10 + (0,5 \times 19)$$

$$= 59,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d'$$

$$= 650 - 59,5 = 590,5 \text{ mm}$$

- a. Mencari kebutuhan rasio tulangan dan kebutuhan tulangan pada balok.

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \text{ (SNI 2849:2019)}$$

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

$$\rho \text{ max} = 0,75 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 - \frac{0,85 \times 0,8357 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho \text{ max} = 0,022$$

$$\rho \text{ max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2019 pada pasal 18.6.3.1)}$$

- b. Penulangan tumpuan negatif

$$M_u = 170,7015 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{170,7015}{0,9} = 189,6683 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{189,6683}{450 \times 590,5^2} = 1,209$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,209}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0029$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0029 \times 450 \times 590,5 = 770,6025 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{420} \times 450 \times 590,5 = 885,75 \text{ mm}^2$$

Dicoba tulangan = 6 D 19

$$As \text{ pasang} = (0,7854 \times 19^2) \times 6 = 1701,176 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = As \times fy / (0,85 \times fc' \times b)$$

$$\alpha = 3436,125 \times 420 / (0,85 \times 30 \times 450) = 125,76 \text{ mm}$$

$$Mn \text{ pasang} = As \times fy \times (d - \alpha/2)$$

$$\begin{aligned} Mn \text{ pasang} &= 3436 \times 420 \times (590,5 - 125,76/2) \\ &= 761,419 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$As \text{ min} \leq As \text{ pasang} \geq As \text{ perlu} \dots\dots\dots(\text{OK})$

c. Penulangan tumpuan positif

$$Mu = 133,234 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} = \frac{133,2334}{0,9} = 148,037 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{148,037 \times 10^6}{450 \times 590,5^2} = 0,943$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,943}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0023$$

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0023 \times 450 \times 590,5 = 611,167 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min } 1 = \frac{1,4}{420} \times 450 \times 590,5 = 885,75 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As \text{ min } 2 &= \frac{\sqrt{fc'}}{4 \times fy} \times 450 \times 590,5 \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 450 \times 590,5 \\ &= 866,331 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan = 5 D 19

$$As \text{ pasang} = (0,7854 \times 19^2) \times 5 = 1417,647 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = As \times fy / (0,85 \times fc' \times b)$$

$$\alpha = 2945,25 \times 420 / (0,85 \times 30 \times 450) = 107,8 \text{ mm}$$

$$Mn \text{ pasang} = As \times fy \times (d - \alpha/2)$$

$$Mn \text{ pasang} = 2945,35 \times 420 \times (590,5 - 107,8/2)$$

$$= 663,799 \text{ kNm}$$

$As_{min}, As_{min 2} \leq As_{pasang} \geq As_{perlu} \dots \dots \dots (OK)$

d. Penulangan lapangan positif

$$Mu = 264,459 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} = \frac{264,459}{0,9} = 293,843 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{293,843 \times 10^6}{450 \times 590,5^2} = 1,873$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,873}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00464$$

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d = 0,00464 \times 450 \times 590,5 = 1232,964 \text{ mm}^2$$

$$As_{min 1} = \frac{1,4}{420} \times 450 \times 590,5 = 885,75 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} As_{min 2} &= \frac{\sqrt{f'c'}}{4 \times fy} \times 450 \times 590,5 \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 450 \times 590,5 \\ &= 866,331 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba jumlah tulangan tulangan 6 D 19

$$As_{pasang} = (0,7854 \times 19^2) \times 6 = 1701,176 \text{ mm}^2$$

$As_{min}, As_{min 2} \leq As_{pasang} \geq As_{perlu} \dots \dots \dots (OK)$

2. Perhitungan tulangan geser

- a. Gaya geser yang terjadi pada balok terdapat pada **gambar 4.23** hingga **gambar 4.25** berikut.



Gambar 4. 21 Gaya Geser Tumpuan ETABS

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025



Gambar 4. 22 Gaya Geser Lapangan ETABS

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025



Gambar 4. 23 Gaya Geser Desain Kombinasi 13 ETABS

Sumber: Hasil Analisa Pribadi, 2025

Berikut merupakan data perencanaan Bangunan Gedung Rusun Paspampres IKN:

$$V_u \text{ tumpuan} = 154,6374 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ lapangan} = 94,70007 \text{ kN}$$

$$V_g \text{ Tumpuan} = 222,0391 \text{ kN}$$

$$P_u = 23,6526 \text{ kN}$$

$$\text{Tebal selimut} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 420 \text{ MPa}$$

Dari gambar tersebut diperoleh gaya geser pada balok B1 direncanakan:

$$\text{Ukuran balok (b x h)} = 450 \times 650$$

$$\text{Diamter Tul Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tul Utama} = 19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d' &= \text{Tebal selimut} + d \text{ sengkang} + 0,5d \text{ tulangan utama} \\ &= 40 + 10 + (0,5 \times 19) \\ &= 59,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 650 - 59,5 \\ &= 590,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menentukan jarak Sengkang max 1:

$$S = \frac{d}{4}$$

$$S = \frac{590,5}{4}$$

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

- Menentukan jarak Sengkang max 2:

$$S = 6 \times \text{diameter tul utama}$$

$$S = 6 \times 19$$

$$= 150 \text{ mm}$$

- Merencanakan jumlah kaki (n) tulangan geser dan menghitung luas *shear reinforcement* berikut:

$$A_{v \text{ pakai}} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$A_{v \text{ pakai}} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \times 2$$

$$A_{v \text{ pakai}} = 157 \text{ mm}$$

$$A_{v \text{ pakai}} \geq A_{v \text{ perlu}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Menghitung gaya desain tumpuan

$$a_{pr (+)} = \frac{1,25 A_{s(+)} \times F_y}{0,85 F_c' b}$$

$$a_{pr (+)} = \frac{1,25 \cdot 1849 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 450} = 84,595 \text{ mm}$$

$$a_{pr (-)} = \frac{1,25 A_{s(-)} \times F_y}{0,85 F_c' b}$$

$$a_{pr (-)} = \frac{1,25 \cdot 1603 \cdot 420}{0,85 \cdot 30 \cdot 450} = 73,340 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{pr(+)} = 1,25 \cdot 1849 \cdot 420 \cdot \left(590,5 - \frac{84,595}{2}\right) = 532153871,81 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr(-)} = 1,25 \cdot 1603 \cdot 420 \cdot \left(590,5 - \frac{73,340}{2}\right) = 466089482,25 \text{ Nmm}$$

$$V_{pr} = (M_{pr(+)} + M_{pr(-)}) / L_n$$

$$V_{pr} = (998243354,06) / 7650 = 126234,49 \text{ N}$$

$$V_e = (V_g + V_{pr}) = 222039 + 126234,49 = 130489,327 \text{ N}$$

- Menghitung tahanan geser beton

$$0,5 \cdot V_e = 111019,5 \text{ N}$$

$$P_u = 23652 \text{ N}$$

$$A_g \cdot f_c' / 20 = 400 \times 650 \times 30 / 20 = 390000 \text{ N}$$

$$V_{pr} \geq 1,2 V_e \text{ dan } P_u < A_g \cdot f_c' / 20, \text{ maka } V_c = 0 \text{ (tidak dihitung)}$$

- Penulangan geser tumpuan

Dicoba dipakai tulangan geser 2 kaki D10-150

$$A_v = 2 \times 0,7854 \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

$$S \text{ max1} = d/4 = 590,5/4 = 147,625 \text{ mm}$$

$$S \text{ max2} = 150 \text{ mm}$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d/s = 339,12 \cdot 420 \cdot 590,5/150 = 560701,01 \text{ N}$$

$$\text{Batas } V_s = 0,667 \cdot f_c'^{0,5} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,667 \cdot 30^{0,5} \times 450 \times 590,5 = 970775,65 \text{ N}$$

$$V_n = V_c + (\text{min } V_s \text{ dan batas } V_s)$$

$$V_n = 843183$$

$$V_u = V_e = 348273,5 \text{ N}$$

$$\frac{\phi V_n}{V_u} = 0,75 \times \frac{843183}{348273,5} = 1,815$$

$$\frac{\phi V_n}{V_u} \geq 1 \text{ (OK)}$$

- Penulangan geser lapangan

Asumsi jumlah kaki = 2 kaki

$$A_v = 2 \times 0,7854 \times 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

$$S \text{ max} = d/2 = 590,5/2 = 295,25 \text{ mm}$$

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d/s = 226,195 \cdot 420 \cdot 590,5/200 = 280493,11 \text{ N}$$

$$\text{Batas } V_s = 0,66 \cdot f_c'^{0,5} \cdot b \cdot d = 960587,605 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \cdot f_c'^{0,5} \cdot b \cdot d = 247424,08$$

$$Vn = Vc + (\min Vs \text{ dan batas } Vs)$$

$$Vn = 527917,19 \text{ N}$$

$$\frac{\phi Vn}{Vu} = 0,75 \times \frac{527917,9}{98941,5} = 4,00$$

$$\frac{\phi Vn}{vu} \geq 1 \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Berikut adalah tabel rekapitulasi penulangan lentur balok, berdasarkan **tabel 4.33** dibawah ini;

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Penulangan Balok

Nama	Ukuran Balok (b x h)		fc (Mpa)	fy (Mpa)	Selimut (mm)	Tinggi Efektif Balok (d)	Daerah	Letak Tulangan	As Perlu mm ²	As min 1	As min 2	Ø mm	Luas mm ²	Jumlah	As Terasang mm ²	Jarak Bersih Antar Tulangan mm	Jarak Bersih \geq db dan 25 mm?	Jumlah Lapis	Syarat As Terasang \geq As min	Syarat As Terasang \geq As Perlu	Dipasang			
B1	450	x	650	30	420	40	610	Tumpuan	Atas	828	894,94	915	19	283,53	6	1701,172	47	YA	2	OK	OK	6	D	19
									Bawah	775	894,94	915	19	283,53	5	1417,644	64	YA	1	OK	OK	5	D	19
								Lapangan	Atas	775	894,94	915	19	283,53	5	1417,644	64	YA	1	OK	OK	5	D	19
									Bawah	844	894,94	915	19	283,53	6	1701,172	47	YA	2	OK	OK	6	D	19
B2	400	x	600	30	420	40	560	Tumpuan	Atas	1174	730,297	746,667	19	283,53	5	1417,644	51	YA	1	OK	OK	5	D	19
									Bawah	596	730,297	746,667	19	283,53	4	1134,115	75	YA	1	OK	OK	4	D	19
								Lapangan	Atas	578	730,297	746,667	19	283,53	4	1134,115	75	YA	1	OK	OK	4	D	19
									Bawah	599	730,297	746,667	19	283,53	5	1417,644	51	YA	1	OK	OK	5	D	19
B3	400	x	650	30	420	40	610	Tumpuan	Atas	815	795,502	813,333	19	283,53	5	1417,644	51	YA	1	OK	OK	5	D	19
									Bawah	775	795,502	813,333	19	283,53	3	850,586	147	YA	1	OK	OK	3	D	19
								Lapangan	Atas	775	795,502	813,333	19	283,53	3	850,586	147	YA	1	OK	OK	3	D	19
									Bawah	775	795,502	813,333	19	283,53	5	1417,644	64	YA	1	OK	OK	5	D	19
B4	400	x	500	30	420	40	460	Tumpuan	Atas	651	599,887	613,333	19	283,53	4	1134,115	91	YA	1	OK	OK	4	D	19
									Bawah	578	599,887	613,333	19	283,53	3	850,586	147	YA	1	OK	OK	3	D	19
								Lapangan	Atas	578	599,887	613,333	19	283,53	3	850,586	147	YA	1	OK	OK	3	D	19
									Bawah	583	599,887	613,333	19	283,53	4	1134,115	91	YA	1	OK	OK	4	D	19
BA1	300	x	500	30	420	40	460	Tumpuan	Atas	433	449,915	460	19	283,53	3	850,586	72	YA	1	OK	OK	3	D	19
									Bawah	486	449,915	460	19	283,53	2	567,057	162	YA	1	OK	OK	2	D	19
								Lapangan	Atas	433	449,915	460	19	283,53	2	567,057	162	YA	1	OK	OK	2	D	19
									Bawah	540	449,915	460	19	283,53	3	850,586	72	YA	1	OK	OK	3	D	19
B1A	400	x	650	30	420	40	610	Tumpuan	Atas	547	795,502	813,333	19	283,53	6	1701,172	37	YA	2	OK	OK	6	D	19
									Bawah	433	795,502	813,333	19	283,53	4	1134,115	75	YA	1	OK	OK	4	D	19
								Lapangan	Atas	433	795,502	813,333	19	283,53	4	1134,115	75	YA	1	OK	OK	4	D	19
									Bawah	539	795,502	813,333	19	283,53	6	1701,172	37	YA	2	OK	OK	6	D	19
TB1	400	x	700	30	420	40	660	Tumpuan	Atas	4320	645,53	880	19	283,53	8	2268,230	45	YA	2	OK	OK	8	D	19
									Bawah	2820	645,53	880	19	283,53	8	2268,230	45	YA	2	OK	OK	8	D	19
								Lapangan	Atas	433	645,53	880	19	283,53	8	2268,230	45	YA	2	OK	OK	8	D	19
									Bawah	540	645,53	880	19	283,53	8	2268,230	45	YA	2	OK	OK	8	D	19

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Berikut adalah tabel rekapitulasi penulangan geser balok, berdasarkan **tabel 4.34** dibawah ini:

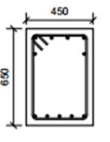
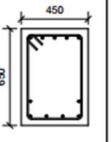
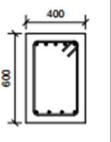
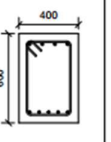
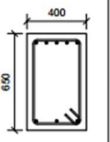
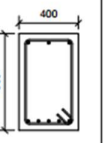
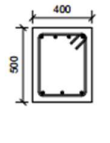
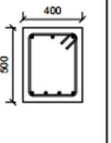
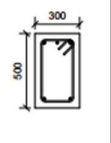
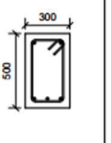
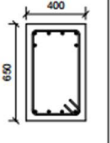
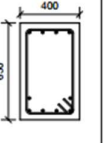
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Balok

Nama	Ukuran Balok (b x h)	Tinggi Efektif Balok (d)	Daerah	A_v / S_{perlu} mm^2 / mm	ϕ mm	Jumlah Kaki	Luas mm^2	S_{perlu} mm	Spasi Max 1 mm	Spasi Max 2 mm	Spasi Max 3 mm	Cek Spasi	S pakai mm	Dipasang
B1	450 x 650	610	Tumpuan	0,663	10	2	157,08	236,923	153	114	150	Pakai S Max	150,000	2 D 10 - 150
			Lapangan	0,543	10	2	157,08	289,281	305				Pakai S Perlu	200,000
B2	400 x 600	560	Tumpuan	0,999	10	2	157,08	157,237	140	114	150	Pakai S Max	100,000	2 D 10 - 100
			Lapangan	0,817	10	2	157,08	192,264	280				Pakai S Perlu	150,000
B3	400 x 650	610	Tumpuan	0,854	10	2	157,08	183,934	153	114	150	Pakai S Max	150,000	2 D 10 - 150
			Lapangan	0,767	10	2	157,08	204,797	305				Pakai S Perlu	200,000
B4	400 x 500	460	Tumpuan	0,687	10	2	157,08	228,646	115	114	150	Pakai S Max	150,000	2 D 10 - 150
			Lapangan	0,536	10	2	157,08	293,059	230				Pakai S Max	200,000
BA1	300 x 500	460	Tumpuan	0,362	10	2	157,08	433,922	115	114	150	Pakai S Max	150,000	2 D 10 - 150
			Lapangan	0,356	10	2	157,08	441,235	230				Pakai S Max	200,000
B1A	400 x 650	610	Tumpuan	1,353	10	2	157,08	116,097	153	114	150	Pakai S Max	100,000	2 D 10 - 100
			Lapangan	1,116	10	2	157,08	140,752	305				Pakai S Perlu	120,000
TB1	400 x 700	660	Tumpuan	2,408	10	2	157,08	65,2324	165	114	150	Pakai S Perlu	100,000	2 D 10 - 100
			Lapangan	2,588	10	2	157,08	60,6954	330				Pakai S Perlu	150,000

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Berikut adalah gambar detail penulangan balok berdasarkan perencanaan, seperti pada **gambar 4.26** dibawah ini:

Gambar 4. 24 Detail Penulangan Balok

TIPE BALOK	TIPE BALOK B.1		TIPE BALOK	TIPE BALOK B.2		TIPE BALOK	TIPE BALOK B.3	
	TUMPUAN	LAPANGAN		TUMPUAN	LAPANGAN		TUMPUAN	LAPANGAN
								
DIMENSI	450 x 650		DIMENSI	400 x 600		DIMENSI	400 x 650	
TUL. ATAS	6 D 19	5 D 19	TUL. ATAS	5 D 19	4 D 19	TUL. ATAS	5 D 19	3 D 19
TUL. BAWAH	5 D 19	6 D 19	TUL. BAWAH	4 D 19	5 D 19	TUL. BAWAH	3 D 19	5 D 19
SENGKANG	D10 - 150	D10 - 200	SENGKANG	D10 - 100	D10 - 150	SENGKANG	D10 - 150	D10 - 200
TIPE BALOK	TIPE BALOK B.4		TIPE BALOK	TIPE BALOK BA.1		TIPE BALOK	TIPE BALOK B.1A	
	TUMPUAN	LAPANGAN		TUMPUAN	LAPANGAN		TUMPUAN	LAPANGAN
								
DIMENSI	400 x 500		DIMENSI	300 x 500		DIMENSI	400 x 650	
TUL. ATAS	4 D 19	3 D 19	TUL. ATAS	3 D 19	2 D 19	TUL. ATAS	6 D 19	4 D 19
TUL. BAWAH	3 D 19	4 D 19	TUL. BAWAH	2 D 19	3 D 19	TUL. BAWAH	4 D 19	6 D 19
SENGKANG	D10 - 150	D10 - 200	SENGKANG	D10 - 150	D10 - 200	SENGKANG	D10 - 100	D10 - 120

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.6.2 Perhitungan Tulangan Pelat

Data Perencanaan:

Tipe pelat	: Slab 120
Lx	: 7500 mm
Ly	: 6000 mm
Tebal pelat	: 12 mm
Mutu beton, f_c'	: 30 MPa
Mutu baja, f_y	: 420 MPa
B_l	: 0,8357
Diameter tulangan	: 10 mm
Selimut beton	: 20
Tebal Efektif, d'	: 85 mm

1. Penulangan Pelat Lantai

Analisis struktur pelat lantai pada *software* ETABS digunakan untuk kebutuhan tulangan utama berdasarkan momen lentur yang bekerja pada pelat lantai.

- Momen – momen yang bekerja pada pelat lantai:

$$M_{\text{arah X}} / M_{11 \text{ Max}} : 4 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{arah X}} / M_{11 \text{ Min}} : 7,980 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{arah Y}} / M_{22 \text{ Max}} : 4 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{arah Y}} / M_{22 \text{ Min}} : 4 \text{ KNm}$$

Mencari kebutuhan rasio tulangan dan kebutuhan tulangan pelat lantai.

- Tulangan tumpuan bawah x

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ atau } 0,0014 \text{ pada SNI 2847:2019}$$

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

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,8357 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,0224$$

$$A_{S_{\text{min}}} f_y \geq 420 \text{ MPa}$$

$$A_{S_{\text{min}}} = \left(0,0018 \times \frac{420}{420} \right) 1000 \times 120 \text{ atau } 0,0014 \times 1000 \times 120$$

$$A_{S_{\text{min}}} = 168 \text{ atau } 2016 \text{ mm}^2 \approx A_{S_{\text{min}}} 216 \text{ mm}^2$$

- Tulangan lapangan bawah arah X

$$M_{11 \text{ Max}} (M_u) = 4 \text{ KNm} = 4000000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4000000}{0,8} = 5000000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{4000000}{1000 \cdot 95^2} = 0,443212$$

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

$$\begin{aligned}
&= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,44312}{0,85 \times 30}} \right) \\
&= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,44312}{0,85 \times 30}} \right) \\
&= 0,001664
\end{aligned}$$

Syarat = $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$
 $= 0,0014 < 0,001664 < 0,0224$ **(OK)**

Sehingga dipakai $\rho \text{ perlu} = 0,001664$

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho \times b \times d \\
&= 0,00166 \times 1000 \times 95 \\
&= 158,08 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jarak antar tulangan (SNI 2847:2019)

$$S_{max} = 2 \times \text{tebal pelat} < 280$$

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

Kebutuhan tulangan pakai

Menggunakan tulangan lentur D10-150

$$\begin{aligned}
A_{s_{pakai}} &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{s_{pakai}} \\
A_{s_{pakai}} &= \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{100}
\end{aligned}$$

$$A_{s_{pakai}} = 785 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$785 \text{ mm}^2 > 158,8 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangan tumpuan atas arah X

$$M_{11 \text{ Max}} (M_u) : 7,980 \text{ KNm}$$

$$M_n : \frac{M_u}{\phi} = \frac{7,980}{0,9} = 8,8666 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{8,8666 \times 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 0,98238 \text{ KNm}$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,9823}{0,85 \times 30}} \right) = 0,002385$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,002385 \times 1000 \times 85 = 202,725 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan

$$S_{max} = 2 \times \text{tebal pelat} < 280$$

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

Kebutuhan tulangan pakai

Menggunakan tulangan lentur D10-150

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{s \text{ pakai}}$$

$$A_{s \text{ pakai}} = \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{100}$$

$$A_{s \text{ pakai}} = 785 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_s \text{ pakai} > A_s \text{ perlu}$

$$785 \text{ mm}^2 > 202,725 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangann lapangan bawah arah Y

$$M_{11 \text{ Max}} (M_u) : 4,00 \text{ KNm}$$

$$M_n : \frac{M_u}{\phi} = \frac{4,00}{0,9} = 4,444 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{4,444 \times 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 0,491 \text{ KNm}$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,49}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0011785$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,0011785 \times 1000 \times 85 = 100,1725 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan

$$S_{max} = 2 \times \text{tebal pelat} < 280$$

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

Kebutuhan tulangan pakai

Menggunakan tulangan lentur D10-150

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{s_{pakai}}$$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{200}$$

$$A_{s_{pakai}} = 785 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_{s_{pakai}} > A_{s_{perlu}}$

$$785 \text{ mm}^2 > 100,172 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangan tumpuan atas arah Y

$$M_{11 \text{ Max}} (M_u) : 4,00 \text{ KNm}$$

$$M_n : \frac{M_u}{\phi} = \frac{4,00}{0,9} = 13,044 \text{ KNm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{13,444 \times 10^6}{1000 \cdot 95^2} = 1,4891 \text{ KNm}$$

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

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,4891}{0,85 \times 30}} \right) = 0,003655$$

$$A_{s_{perlu}} = 0,003655 \times 1000 \times 85 = 310,719 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan

$$S_{max} = 2 \times \text{tebal pelat} < 280$$

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

Kebutuhan tulangan pakai

Menggunakan tulangan lentur D10-150

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{s_{pakai}}$$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{200}$$

$$A_{s_{pakai}} = 392 \text{ mm}^2$$

Syarat $A_{s_{pakai}} > A_{s_{perlu}}$

$$392,5 \text{ mm}^2 > 310,719 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

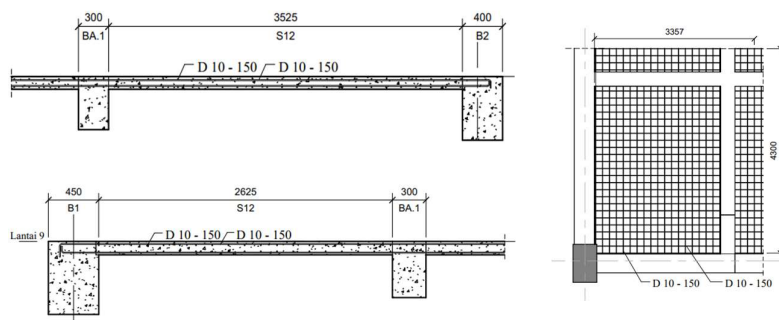
Berikut adalah tabel rekapitulasi pelat lantai pada perencanaan Gedung Rusun Paspampres dapat dilihat pada **tabel 2.21** dibawah ini;

Tabel 2. 20 Tabel Rekapitulasi Pelat Lantai

Lantai 1 - 12	Lapangan Bawah (X)	Tumpuan Atas (X)	Lapangan Bawah (Y)	Lapangan Atas (Y)
Tebal Pelat (mm)	120	120	120	120
Mu (kNm)	4,00	7,98	4,00	4,00
As Perlu	158,08	202,789	100,172	310,719
As Pasang	785	785	785	785
Tul Utama	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 150	D10 - 150

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Berikut adalah gambar detail penulangan dan potongan pelat lantai seperti pada **gambar 4.27** dibawah ini



Gambar 4. 25 Gambar Detail dan Potongan Pelat Lantai

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025

4.6.3 Perhitungan Tulangan Kolom

Analisis struktur menggunakan *software* ETABS menghasilkan gaya aksial terhadap kolom. Untuk menghitung tulangan kolom diperlukan data perencanaan sebagai berikut:

- Kolom K1
 - Tipe kolom : Kolom K1
 - Dimensi Kolom : 1000 x 500 mm
 - Tinggi Kolom : 4000 mm
 - Mutu Beton, f_c' : 30 MPa
 - Mutu Tulangan, f_y : 420 MPa

Perhitungan tulangan lentur kolom:

1. Penulangan Lentur Kolom K1

12236



Gambar 4. 26 AS Perlu

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025



Gambar 4. 27 Gaya Aksial Pada Kolom

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025

$$\text{As Perlu} = 12236 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 3010,55 \text{ KN}$$

Diameter tulangan kolom K1 menggunakan D25 sehingga didapatkan

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2 \end{aligned}$$

$$= 490,625 \text{ mm}^2$$

Direncanakan dengan jumlah tulangan

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \text{jumlah tulangan} \times \text{luas tulangan} \\ &= 12 \times 490,625 \\ &= 5887,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat As > As Perlu

$$12236 \text{ mm}^2 > 5887,5 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}$$

Maka dipakai tulangan 12D25

Menurut SNI 2847:2019 pasal 18.7.41., syarat rasio tulangan yaitu harus 1% sampai 6%

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan} &= \frac{\text{As Pakai}}{\text{Dimensi kolom}} \\ &= \frac{12236}{1000 \times 500} \\ &= 2,4 \% \end{aligned}$$

$$\text{Syarat rasio tulangan } 1\% < 2,4\% < 6\% \quad \text{(OK)}$$

2. Perhitungan Geser Kolom K1

$$A_v = 0,354$$

Direncanakan tulangan sengkang dengan menggunakan D16 dengan jumlah kaki sejumlah 2, sehingga dapat dihitung:

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \text{jumlah kaki} \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \times 2 \\ &= 401,92 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

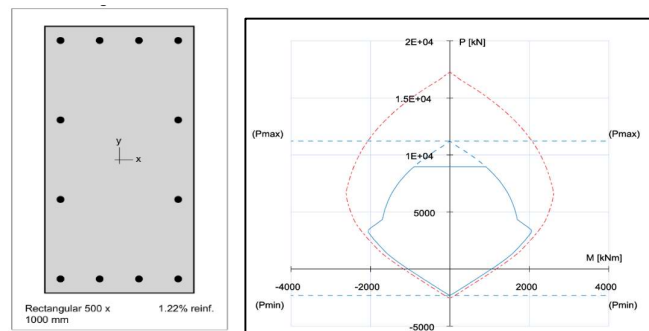
$$\begin{aligned} \text{S perlu} &= \frac{\text{Luas tulangan}}{A_v} \\ &= \frac{397,995}{0,354} \\ &= 1124,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan sengkang sebesar $\emptyset 16 - 200$

3. Penulangan Menggunakan SpColumn

$$A_s \text{ Perlu} = 12236 \text{ mm}^2$$

$$P_u = 3010,55 \text{ KN}$$



Gambar 4. 28 Diagram Interaksi SP Column

Sumber: Hasil Analisa Pribadi, 2025

Diagram interaksi M–P (Moment–Axial Load Interaction Diagram) pada gambar menunjukkan hubungan antara momen lentur (M) dan gaya aksial (P) pada elemen struktur tekan–lentur, seperti kolom beton bertulang. Sumbu vertikal merepresentasikan gaya aksial, di mana nilai positif menunjukkan gaya tekan dan nilai negatif menunjukkan gaya tarik, dengan Pmax sebagai kapasitas tekan murni maksimum. Sumbu horizontal menunjukkan momen lentur yang bekerja pada elemen, dengan nilai positif dan negatif menandakan arah momen yang berbeda.

Kurva interaksi berbentuk menyerupai daun menandakan bahwa semakin besar momen, kapasitas aksial akan menurun, dan sebaliknya. Garis merah putus-putus menggambarkan kapasitas teoritis maksimum, sedangkan garis biru menunjukkan kapasitas aktual berdasarkan kondisi eksisting. Titik di bagian atas kurva (Pmax, M ≈ 0) mewakili kondisi tekan murni tanpa momen, sedangkan titik di sisi kiri atau kanan dengan nilai P mendekati nol mewakili kondisi momen murni. Kombinasi gaya dan momen yang berada di dalam kurva merupakan kondisi aman, sementara yang berada di luar kurva mengindikasikan kondisi tidak aman karena melebihi kapasitas elemen.

Berikut adalah tabel rekapitulasi penulangan lentur pada struktur kolom perencanaan Gedung Rusun Paspampres dapat dilihat pada **tabel 4.35** dibawah ini;

Tabel 4. 36 Rekapitulasi Penulangan Lentur Kolom

Nama	Ukuran Kolom		Daerah	Pu kNm	As perlu mm ²	Ø mm	Luas mm ²	Jumlah	As Terpasang mm ²	Syarat As Terpasang >= As perlu	Dipasang			Syarat Gaya dan Geometri			Cek Rasio Tulangan	
														Syarat Gaya Aksial SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1	Syarat Sisi Terpendek SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1	Syarat Rasio Dimensi Penampang SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1	Cek ρ min & ρ max SNI 2847:2019 Pasal 18.7.4.1	
K1	1000	x 500	Lt Dasar & Lt Mezanine	8513	5459	25	490,874	12	5890	OK	12	D	25	OK	OK	OK	3,68%	OK
K2	800	x 500	Lt 1 - Lt 10	3726	9778	25	490,874	16	7854	OK	16	D	25	OK	OK	OK	4,91%	OK
K3	500	x 500	Lt Dak	2901	6172	25	490,874	10	4909	OK	10	D	25	OK	OK	OK	3,07%	OK
K SW	800	x 800	Lt Dasar - Lt 10	13829	32086	25	490,874	16	7854	OK	16	D	25	OK	OK	OK	4,91%	OK

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Berikut adalah tabel rekapitulasi penulangan geser pada struktur kolom perencanaan Gedung Rusun Paspampres dapat dilihat pada **tabel 4.36** dibawah ini;

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Penulangan Geser Kolom

Nama	Ukuran Kolom		Av / Sperlu mm ² / mm	Ø mm	Jumlah Kaki	Luas mm ²	S perlu mm	Spasi Max 1 mm	Spasi Max 2 mm	Cek Spasi	S pakai mm	Dipasang				
K1	1000	x 500	3,355	16	2	402,12	119,85808	72	150	Pakai S Max	200	2	D	16	-	200
K2	800	x 500	2,676	16	2	402,12	150,2705	96	150	Pakai S Max	200	2	D	16	-	200
K3	500	x 500	1,623	16	2	402,12	247,76578	60	150	Pakai S Max	200	2	D	16	-	200
K SW	800	x 800	0,894	16	2	402,12	449,80298	96	150	Pakai S Max	200	2	D	16	-	200

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.6.4 Perhitungan Tulangan *Shearwall*

Perhitungan dinding geser direncanakan untuk menahan geser bidang momen lentur akibat beban gempa. Perencanaan dinding geser berdasarkan SNI 2847:2019 dengan data perencanaan berikut:

Tinggi *Shearwall* : 4000 mm/lantai

Mutu beton, f_c' : 30 MPa

Kuat leleh tulangan lentur, f_y : 420 MPa

Diameter tulangan lentur : 19 mm

Diameter tulangan geser : 19 mm

Selimut beton : 40 mm

Berdasarkan analisa output ETABS didapatkan gaya dalam berikut:

$$P_u = 19867,647 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 3129 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 3695,18 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 16119,895 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 11902,723 \text{ kNm}$$

- Perencanaan terhadap gaya terfaktor arah x (SNI 2847:2019)

$$V_n(x) = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n(x) = \frac{3129}{0,75} = 4172 \text{ kN}$$

$$A_{cv} = l w_x x t$$

$$A_{cv} = 4,35 \times 0,35 = 1,523 \text{ m}^2$$

$$0,85 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0,83 \times 1523000 \times \sqrt{30} = 6923,706 \text{ kN}$$

$$V_{nx} < 0,85 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

$$4172 \text{ kN} < 6923,7 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

- Perencanaan terhadap gaya terfaktor arah y (SNI 2847:2019)

$$V_n(y) = \frac{V_u}{\phi}$$

$$Vn(y) = \frac{3695,18}{0,75} = 492,69 \text{ kN}$$

$$A_{cv} = lw_x x t$$

$$A_{cv1} = 2 x 3,1 x 0,35 = 2,17 \text{ m}^2$$

$$0,85 A_{cv1} \sqrt{f'c} = 0,83 x 2170000 x \sqrt{30} = 9865,030 \text{ kN}$$

$$V_{ny} < 0,85 A_{cv1} \sqrt{f'c}$$

$$369,518 \text{ kN} < 9865,7 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

- Perhitungan tulangan vertikal dan horizontal minimum dinding arah x (SNI 2847:2019)

$$0,17 \lambda A_{vc} \sqrt{f'c} = 0,17 x 1 x 153000 \sqrt{30} = 1418,108 \text{ kN}$$

$$V_{ux} = 3129 > 0,17 \lambda A_{vc} \sqrt{f'c} = 1418 \text{ kN (diperlukan 2 lapis)}$$

- Perhitungan tulangan vertikal dan horizontal minimum dinding arah y (SNI 2847:2019)

$$0,17 \lambda A_{vc} \sqrt{f'c} = 0,17 x 1 x 2170000 \sqrt{30} = 2020,548 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = 3695,18 > 0,17 \lambda A_{vc} \sqrt{f'c} = 2020,548 \text{ (diperlukan 2 lapis)}$$

- Perhitungan kuat geser dinding arah x

$$d = 0,8 x lw = 0,8 x 4350 = 3480 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27 x \lambda x \sqrt{f'c} x h x d + \frac{pu x d}{4lw}$$

$$V_c = 0,27 x 1 x \sqrt{30} x 350 x 4000 + \frac{19867 x 4000}{4 x 4350}$$

$$V_c \text{ max} = 2074,958 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ min} = 0,05 x \lambda x \sqrt{f'c} + \frac{lw x \left(0,1 x \lambda x \sqrt{f'c} + 0,2 x \frac{Pu}{lw x h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{lw}{2}} x h x d$$

$$V_c \text{ min} = 0,05 x \sqrt{30} + \frac{4350 x \left(0,5477 + 0,2 x \frac{1986}{4350 x 350} \right)}{\frac{16119,895}{3129} - \frac{4350}{2}} x 350 x 4000$$

$$V_c \text{ min} = 1538,082 \text{ kN}$$

$$\text{digunakan } V_c \text{ min} = 1538,082 \text{ kN}$$

- Perhitungan kuat geser dinding arah y

$$d = 0,8 \times lw = 0,8 \times 3100 = 2480 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times h \times d + \frac{pu \times d}{4lw}$$

$$V_c = 0,27 \times 1 \times \sqrt{30} \times 350 \times 2480 + \frac{19867 \times 2480}{4 \times 3100}$$

$$V_c \text{ max} = 1287,615 \text{ kN}$$

$$V_c \text{ min} = 0,05 \times \lambda \times \sqrt{f_c} + \frac{lw \times \left(0,1 \times \lambda \times \sqrt{f_c} + 0,2 \times \frac{Pu}{lw \times h}\right)}{\frac{Mux}{Vux} - \frac{lw}{2}} \times h \times d$$

$$V_c \text{ min} = 0,05 \times \sqrt{30} + \frac{3100 \times \left(0,5477 + 0,2 \times \frac{1986}{3100 \times 350}\right)}{\frac{11902,723}{3695,18} - \frac{3100}{2}} \times 350 \times 2480$$

$$V_c \text{ min} = 953,423 \text{ kN}$$

- Penulangan tulangan transversal dan longitudinal
 - a. Spasi tulangan transversal berdasar SNI 2847:2019 tidak boleh melebihi dari

$$\frac{lw}{5} = 870 \text{ mm}$$

$$3h = 3 \times 350 = 1050 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

- b. Kebutuhan tulangan transversal untuk menahan gaya geser pada dinding arah x

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{3129}{0,75} - 1538,082 = 1496,36 \text{ kN}$$

Menggunakan tulangan transversal 2D19 dengan $s = 200 \text{ mm}$

Nilai A_{vt} (total luas tulangan geser) $A_{vt}: 401,309 \text{ mm}^2$

$$V_s = \frac{A_{vt} \times f_y \times d}{s} = \frac{401,309 \times 420 \times 3480}{200} = 2945,78 \text{ kN}$$

Cek kontrol:

$$\phi(V_s + V_c) \geq V_u$$

$$0,75(2945,78 + 1538,082) \geq 3129$$

$$3362,89 \text{ kN} \geq 3129 \text{ kN}$$

- c. Kebutuhan tulangan transversal untuk menahan gaya geser pada dinding arah y

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{3695,18}{0,75} - 953,423 = 3973,48 \text{ kN}$$

Menggunakan tulangan transversal 2D19 dengan $s = 200 \text{ mm}$

Nilai A_{vt} (total luas tulangan geser) $A_{vt} : 401,309 \text{ mm}^2$

$$V_s = \frac{A_{vt} \times f_y \times d}{s} = \frac{401,309 \times 420 \times 2480}{200} = 2090,017 \text{ kN}$$

Chek kontrol:

$$\phi(V_s + V_c) < Vu$$

$$0,75(2090,017 + 953,423) < 3695,18$$

$$2284,08 \text{ kN} < 3695,18 \text{ kN}$$

- Cek batasan minimum tulangan longitudinal dan transversal untuk dinding arah x (2D19-200)

Tulangan transversal (2D19-200)

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{566,77}{350 \times 200} = 0,008 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

Tulangan longitudinal (2D19-200)

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{566,77}{350 \times 200} = 0,008 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

- Cek batasan minimum tulangan longitudinal dan transversal untuk dinding arah y (2D19-200)

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{566,77}{350 \times 200} = 0,008 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{566,77}{350 \times 200} = 0,008 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

4.7 Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan struktur bawah meliputi perencanaan dimensi pada struktur *bore pile* dan pile cap sesuai standar perencanaan yang berlaku. Pile cap wajib ada pada pondasi sebagai penghubung dan pengikat beban antara struktur atas dengan pondasi untuk membagikan distribusi beban vertikal, lateral, dan momen. Sedangkan *bore pile* dipilih untuk pondasi dalam karena minim getaran, mengingat

kondisi tanah mengandung gas, hal itu mengurangi risiko bahaya lingkungan dan keselamatan kerja.

Dalam perencanaan struktur bore pile dan pile cap diperlukan nilai Uji SPT pada proyek Rusun Paspampres IKN untuk menentukan jenis dan titik kedalaman pondasi, seperti dapat dilihat pada **tabel 4.38**, berikut;

Tabel 4. 38 Nilai Uji SPT

Kedalaman (m)	T (m)	N (SPT)	N' = T / N
2	2	60	0,033333
4	2	60	0,033333
6	2	60	0,033333
8	2	60	0,033333
10	2	60	0,033333
12	2	60	0,033333
14	2	60	0,033333
16	2	60	0,033333
18	2	60	0,033333
20	2	60	0,033333
22	2	60	0,033333
24	2	60	0,033333
total Σ	24	720	0,4

Sumber: Data Bor Log Rusun Paspampres, 2023

$$\text{Nilai rata rata} = \frac{\Sigma T}{\Sigma N'}$$

$$\text{Nilai rata rata} = \frac{24}{0,4}$$

$$\text{Nilai rata rata} = 60 \text{ m}$$

Berdasarkan data bor log sesuai SNI 1726:2019 diketahui bahwa nilai N (60) diambil pada kedalaman 24 meter menggunakan jenis perhitungan tahanan ujung dan *friction* mengingat jenis tanah proyek Rusun Paspampres *claystone gray*. Bor pile menembus tanah lunak untuk mencapai lapisan keras sehingga beban bisa disalurkan ke tanah yang kuat (*end bearing*) dan lewat gesekan selimut (*skin friction*).

4.7.1 Perencanaan *Bore pile*

Perencanaan *bore pile* mencakup penentuan kapasitas daya dukung dari data SPT, kedalaman, serta dimensi pondasi berdasarkan data tanah dan beban struktur yang bekerja. Berikut adalah tahapan perhitungan perencanaan pondasi *bore pile*:

Diameter pondasi	= 80 cm = 0,8 m
Ab (luas dasar tiang)	= 0,5024 m ²
Kedalaman tiang pondasi	= 24 m ²
Berat jenis beton bertulang	= 24 kN/m ³
Rencana jumlah tiang	= 4
Pada kedalaman	= 24 m
Cu	= 60 Kpa
Pu	= 9284,61 kN

- Perhitungan Tahanan Ujung

$$\begin{aligned}
 N'_c &= 6 \times \left(1 + 0,2 \frac{24}{0,8}\right) \geq 9 \\
 &= 42 \qquad \qquad \geq 9 \quad \mathbf{OK} \\
 f_b &= C_u \times N'_c \leq 4000 \text{ Kpa} \\
 &= 60 \times 42 \leq 4000 \text{ Kpa} \\
 &= 2520 \leq 4000 \text{ Kpa} \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Tahanan Ujung Ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A_b \times f_b \\
 &= 0,5024 \times 2520 \\
 &= 1266,048 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Tahanan Gesek

$$\begin{aligned}
 \frac{C_u}{P_r} &= \frac{60}{100} \\
 &= 0,6 \leq 1,5 \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan nilai α adalah 0,55

$$\begin{aligned}
 F_s &= \alpha \times C_u \\
 &= 0,55 \times 60 \\
 &= 33 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Tahanan Gesek Ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_s &= A_s \times f_s \\
 &= 60,3429 \times 33 \\
 &= 1991,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Berat Tiang Bore Pile

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_b \times L \times \text{berat jenis beton} \\
 &= 0,5024 \times 24 \times 24 \\
 &= 289,3824 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas Dukung Ultimit Netto

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s \\
 &= 1266,048 + 1991,31 \\
 &= 3257,362286 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{nett} &= Q_b + Q_s - W_p \\
 &= 1266,048 + 1991,31 - 289,3824 \\
 &= 2967,979886 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas Daya Dukung Ijin

$$SF = 2,5$$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{3257,362286}{2,5} \\
 &= 1302,944914 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Menghitung Kebutuhan Pondasi

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P_u}{Q_{nett}} \\
 &= \frac{9284,6083}{2967,979886} \\
 &= 3,128258498 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

- Menghitung Efisiensi Pondasi (Eff)

$$\text{Jumlah tiang dalam satu baris (m)} = 2$$

$$\text{Jumlah tiang dalam satu kolom (n)} = 2$$

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

$$= 200 \sim 320$$

Diambil = 220 cm

$$\theta = \arctan \frac{D}{S}$$

$$= 19,98310652^\circ$$

$$\text{Eff} = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n}$$

$$= 1 - 19,9831 \frac{(2-1)1 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2}$$

$$= 1 - \frac{41,9662}{360}$$

$$= 1 - 0,11657$$

$$= 0,883427186$$

$$= 88\%$$

- Menghitung Daya Dukung Izin (Qall)

$$Q_{all} = n \times \text{Eff} \times Q_{nett}$$

$$= 4 \times 0,88343 \times 2967,98$$

$$= 10487,97647 \text{ kN}$$

- Cek Beban

$$P < Q_{all}$$

$$9284,6083 < 10487,97647 \quad \text{OK}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan rekapitulasi daftar tipe tiang pondasi bor pile yang digunakan dalam perencanaan seperti pada **tabel 4.39** dibawah ini:

Tabel 4. 39 Rekapitulasi Daftar Tipe Tiang Pondasi *Bore Pile*

Tipe	Beban Aksial	Daya Dukung Ijin Pondasi	Diameter Pondasi (mm)	Jumlah Pile	Syarat $P_u < Q_{all}$
P2	2809,4525	5273,475	800	2	OK
P4	9284,61	10487,976	800	4	OK
P6	13412	14024,812	800	6	OK
P8	17917,7	19400,546	800	8	OK

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.7.2 Perencanaan Pile Cap

Berikut adalah tahapan perhitungan perencanaan pile cap dengan data data sebagai berikut:

D pondasi	= 80 cm	= 0,8 m
D kolom	= 50 cm	= 0,5 m
D kolom panjang	= 100 cm	= 1 m
Jarak antar tiang	= 220 cm	= 2,2 m
Jarak tiang ke tepi pile cap	= 80 cm	= 0,8 m
Mutu beton ($f'c$)	= 30 Mpa	
Gaya aksial PU	= 9284,6083 kN	

- Trial Dimensi Pile Cap

Panjang pile cap	= 380 cm	= 3,8 m
Lebar pile cap	= 160 cm	= 1,6 m
Tebal pile cap	= 150 cm	= 1,5 m
Selimut beton	= 70 mm	= 0,07 m
Rencana diameter tulangan	= 22 mm	= 0,022 m

- Cek Kontrol Terhadap Gaya Geser 1 Arah (Arah X)

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{Pu}{A} \\ &= \frac{9284,6083}{6,08} \\ &= 1527,07373 \text{ kN/m}^2 \\ d &= \text{tebal efektif pile cap} \\ &= L - \text{selimut} - 0,5 d \\ &= 1,5 - 0,07 - 0,011 \\ &= 1,419 \text{ m} \\ G' &= \text{daerah pembebanan geser} \\ &= L - \left(\frac{L}{2} + \frac{\text{lebar kolom}}{2} + d \right) \\ &= 3,8 - \left(\frac{3,8}{2} + \frac{0,5}{2} + 1,419 \right) \\ &= 3,8 - 3,569 \\ &= 0,231 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times L \times G' \\ &= 1527,07373 \times 3,8 \times 0,231 \\ &= 1340,46532 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times L \times d \\ &= 0,75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 3800 \times 1419 \\ &= 3691786,97 \text{ N} = 3691,787 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat

$$\phi V_c > V_u$$

$$3691,787 > 1340,46532 \quad \text{OK}$$

- Cek Kontrol Terhadap Gaya Geser 1 Arah (Arah Y)

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{Pu}{A} \\ &= \frac{9284,6083}{6,08} \\ &= 1527,07373 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal efektif pile cap} \\ &= L - \text{selimut} - 0,5 d \\ &= 1,5 - 0,07 - 0,011 \\ &= 1,419 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G' &= \text{daerah pembebanan geser} \\ &= L - \left(\frac{L}{2} + \frac{\text{lebar kolom}}{2} + d \right) \\ &= 1,6 - \left(\frac{1,6}{2} + \frac{1}{2} + 1,419 \right) \\ &= 1,6 - 2,719 \\ &= -1,119 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times L \times G' \\ &= 1527,07373 \times 1,6 \times -1,119 \\ &= -2734,0728 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$= 0,75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1600 \times 1419$$

$$= 1554436,62 \text{ N} = 1554,43662 \text{ kN}$$

Syarat

$$\phi V_c > V_u$$

$$1554,44 > -2734,0728 \quad \mathbf{OK}$$

- Cek Kontrol Terhadap Gaya Geser 2 Arah

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

$$= 0,5 + 0,7095 \times 2$$

$$= 1,919 \text{ m}$$

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

$$= 2 \times (1,919 + 1,919)$$

$$= 7,676 \text{ m}$$

$$= 7676 \text{ mm}$$

- Menghitung Tegangan Geser

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d\right)$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1} \times 1 \times 5,47723 \times 7676 \times 1419\right)$$

$$= 30426231,5 \text{ N}$$

$$= 30426,2315 \text{ kN}$$

$$V_{c2} = \frac{1}{12} \times \left(\frac{A_s \times d}{b_0}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d$$

$$= \frac{1}{12} \times \left(\frac{38 \times 1419}{7676}\right) \times 1 \times 5,47723 \times 7676 \times 1419$$

$$= 0,08333333 \times 419091656,6$$

$$= 34924304,7 \text{ N}$$

$$= 34924,3047 \text{ Kn}$$

$$V_{c3} = \frac{1}{3} \times (\lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d)$$

$$= \frac{1}{3} \times (1 \times 5,477226 \times 7676 \times 1419)$$

$$= 19886425,8 \text{ N}$$

$$= 19886,4258 \text{ kN}$$

Diambil nilai V_c terkecil yaitu $V_{c3} = 19886,4258 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{Reduksi } \phi V_c &= 0,75 \times V_{c3} \\ &= 0,75 \times 19886,4258 \\ &= 14914,81935 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times (L \times B - L' \times B') \\ &= 1527,073734 \times (3,8 \times 1,5 - 1,919 \times 1,919) \\ &= 3080,778106 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat

$$\phi V_c > V_u$$

$$14914,8 > 3080,778106 \quad \text{OK}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan rekapitulasi daftar tipe pile cap yang digunakan dalam perencanaan seperti pada **tabel 40**. dibawah ini:

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Daftar Tipe Pile Cap

Tipe	Cek Kontrol terhadap Gaya Geser	ϕV_c	V_u	Dimensi Pile Cap			D Pile (mm)	n Pile	Syarat $\phi V_c > V_u$
				Panjang (mm)	Lebar (mm)	Tebal (mm)			
P2	Geser arah X	3108,87	46,155	3200	4200	1500	800	2	OK
	Geser arah Y	4080,4	158,910						OK
	Geser 2 arah	14914,8	233,586						OK
P4	Geser arah X	3691,79	1340,46	3800	1600	1500	800	4	OK
	Geser arah Y	1554,44	-2734,1						OK
	Geser 2 arah	14914,8	3080,78						OK
P6	Geser arah X	5825	4403,60	6000	3600	1500	800	6	OK
	Geser arah Y	86710	4734,42						OK

	Geser 2 arah	83203	5988,89						OK
P8	Geser arah X	158668	28239,8	100000	30000	2400	800	8	OK
	Geser arah Y	476005 13,5	8549,87 84						OK
	Geser 2 arah	39571,8 9	1375,37						OK

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.8 Perhitungan Tulangan Struktur Bawah

Perhitungan tulangan struktur bawah meliputi penentuan kebutuhan tulangan utama tiang bor (bor pile), tulangan spiral sebagai tulangan transversal tiang bor, serta tulangan pile cap. Perhitungan dilakukan berdasarkan analisis beban yang bekerja pada struktur dengan mengacu ketentuan SNI 2847:2019.

4.8.1 Perhitungan Tulangan *Bor Pile*

Perhitungan tulangan *bor pile* yang meliputi tulangan utama (longitudinal) dan tulangan spiral (transversal). Adapun perhitungan masing masing jenis tulangan dijabarkan sebagai berikut.

A. Perhitungan Tulangan Utama *Bor Pile*

Diameter = 800 mm

Selimut beton (sb) = 70 mm

Kuat tekan beton ($f'c$) = 30 Mpa

Kuat leleh baja (f_y) = 420 Mpa

P_u = 9284,6083 kN

M_u = 1021,306913 kNm

Trial Dimensi

Panjang pile cap = 380 cm = 3,8 m

Lebar pile cap = 160 mm = 1,6 m

Tebal pile cap = 150 cm = 1,5 m

Selimut beton = 70 cm = 0,07 m

Berat jenis beton = 24 kN/m³

Rencana diameter tulangan = 16 mm = 0,016 m

$$\begin{aligned}
 \text{Berat jenis tanah} &= 17 \text{ kN/m}^3 \\
 \\
 \text{Berat pile cap} &= \text{berat jenis beton} \times L_x \times L_y \times D_{\text{cap}} + \text{hsoil} \\
 &\quad \times \text{berat jenis tanah} \\
 &= 24 \times 1,6 \times 3,8 \times 2,4 + 0,017 \times 17 \\
 &= 350,497 \text{ kN} \\
 \\
 \text{Beban lateral kolom arah x (Vx)} &= 128,219 \text{ kN} \\
 \text{Beban lateral kolom arah y (Vy)} &= 101,5982 \text{ kN} \\
 \text{Momen kolom arah x (Mx)} &= 248,4354 \text{ kN} \\
 \text{Momen kolom arah y (My)} &= 171,8719 \text{ kN} \\
 \\
 \text{Momen arah x (Mux)} &= M_x + V_y \times D_{\text{cap}} \\
 &= 248,4354 + 101,5982 \times 2,4 \\
 &= 492,27108 \text{ kNm} \\
 \\
 \text{Momen arah y (Muy)} &= M_y + V_x \times D_{\text{cap}} \\
 &= 171,8719 + 128,219 \times 2,4 \\
 &= 479,5975 \text{ kNm} \\
 \\
 \text{Momen arah x yang diterima pile} &= \frac{M_{ux}}{n} \\
 &= \frac{492,27108}{4} \\
 &= 123,06777 \text{ kN} \\
 \\
 \text{Momen arah y yang diterima pile} &= \frac{M_{uy}}{n} \\
 &= \frac{479,5975}{4} \\
 &= 119,899375 \text{ kN} \\
 \\
 \text{Momen dua arah (MupR)} &= \sqrt{(M_{upx}^2 + M_{upy}^2)} \\
 &= \sqrt{(15145,67601 + 14375,9)} \\
 &= 171,8183231 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan:

Diameter tulangan utama = 16 mm

d = diameter – sb – 0,5d

$$\begin{aligned}
 &= 800 - 70 - 8 \\
 &= 722 \text{ mm} \\
 \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033 \\
 \rho \text{ b} &= \frac{0,85 \times f'c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,03036 \\
 \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho \text{ b} \\
 &= 0,75 \times 0,03036 \\
 &= 0,022768 \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{171,8183231}{0,7} \\
 &= 245,4547472 \text{ kNm} \\
 &= 24545474,72 \text{ Nmm} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{24545474,72}{1600 \times 521284} \\
 &= 0,029429105 \\
 \rho \text{ perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c}}\right) \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,02943}{0,85 \times 30}}\right) \\
 &= 0,060714286 \times -0,002308165 \\
 &= 0,000140139 \\
 \text{Syarat} &= \rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max} \\
 &= 0,0033 < 0,000140139 < 0,022768 \quad \mathbf{OK}
 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai $\rho \text{ min} = 0,0033$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1600 \times 722 \\ &= 3850,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 14 D 19

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 361 \times 14 \\ &= 3971 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &> A_s \text{ perlu} \\ 3971 &> 3850,667 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

B. Perhitungan Tulangan Spiral Bor Pile

$$\begin{aligned} \text{Diameter} &= 800 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton (sb)} &= 70 \text{ mm} \\ \text{Kuat tekan beton (fc)} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{Kuat leleh baja} &= 420 \text{ Mpa} \\ P_u &= 9284,6083 \text{ kN} \\ M_u &= 171,818323 \text{ kNm} \\ V_u &= 1340,46532 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan:

$$\text{Diameter tulangan utama} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan spiral} = 10 \text{ mm}$$

- Menentukan nilai d efektif

$$\begin{aligned} d &= \text{diameter} - \text{sb} - 0,5d \text{ spiral} \\ &= 800 - 70 - 5 \\ &= 725 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 640000 \\ &= 502400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_w &= \frac{A}{0,8D} \\ &= \frac{502400}{0,8 \times 800} \end{aligned}$$

$$= 785 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \left(1 + \frac{Pu}{1,4 A}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{9284,6083}{1,4 \times 502400}\right) \times 1 \times 5,47723 \times 785 \times 725 \\ &= 699,6948259 \text{ kN} \\ &= 699694,8259 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{Vu - \phi V_c}{\phi} \\ &= \frac{1340465,323 - 524771,1194}{0,75} \\ &= \frac{815694,2039}{0,75} \\ &= 1087592,272 \text{ N} \end{aligned}$$

- Menghitung nilai A_v perlu

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{V_s \times S}{f_y \times d} \\ &= \frac{1087592,272 \times 800}{420 \times 725} \\ &= \frac{870073817,5}{304500} \\ &= 2857,385279 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 0,35 \times \frac{bw \times S}{f_y} \\ &= 0,35 \times \frac{785 \times 800}{420} \\ &= 0,35 \times \frac{628000}{420} \\ &= 523,333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 0,062 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{bw \times S}{f_y} \\ &= 0,062 \times 5,477 \times \frac{785 \times 800}{420} \\ &= 0,339587986 \times 1495,238095 \\ &= 507,7648928 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diambil nilai A_v terbesar = 2857,385279 mm²

- Menghitung nilai S maks

$$\begin{aligned} S \text{ maks 1} &= 16 \times D \text{ tul utama} \\ &= 16 \times 16 \\ &= 256 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ maks 2} &= 48 \times D \text{ tul spiral} \\ &= 48 \times 10 \\ &= 480 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ maks 3} = 600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S \text{ maks 4} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{725}{2} \\ &= 362,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai tulangan} = D 10 - 200$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 100 \times \frac{17000}{200} \\ &= 6672,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} > \text{As perlu}$$

$$6672,5 \text{ mm}^2 > 2857,385279 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan rekapitulasi daftar penulangan utama *bor pile* yang digunakan dalam perencanaan seperti pada **tabel 4.41** dibawah ini:

Tabel 4. 41 Rekapitulasi Tulangan Utama *Bor Pile*

Tipe	Diameter Pondasi (mm)	Mu (kNm)	As perlu	Tulangan Utama	As pakai	Syarat As pakai > As perlu
P2	800	318,235	3842,667	14D19	3971	OK
P4	800	171,818	3850,667	14D19	3971	OK
P6	800	103,149	3842,667	14D19	3971	OK
P8	800	113,731	107,381	14D19	3971	OK

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan pula rekapitulasi daftar penulangan spiral bor pile yang digunakan dalam perencanaan seperti pada **tabel 4.42** dibawah ini:

Tabel 4. 42 Rekapitulasi Tulangan Spiral *Bor Pile*

Tipe	Diameter Pondasi (mm)	Mu (kNm)	Av perlu	Tulangan Spiral	As pakai	Syarat As pakai > As perlu
P2	800	318,235	3842,667	14D19	3971	OK
P4	800	171,818	3850,667	14D19	3971	OK
P6	800	103,149	3842,667	14D19	3971	OK
P8	800	113,731	107,381	14D19	3971	OK

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.8.2 Perhitungan Tulangan *Pilecap*

Perhitungan tulangan pile cap dilakukan untuk menentukan kebutuhan jumlah dan diameter tulangan dengan memperhatikan kapasitas pile cap terhadap gaya tarik, tekan, dan momen lentur sesuai ketentuan dalam SNI 2847:2019. Berikut adalah tahapan perhitungan tulangan pile cap dalam perencanaan:

Direncanakan pile cap:

Dimensi = 3800 x 1600 mm

Ketebalan = 1500 mm

Selimut beton (sb) = 70 mm

$$\text{Beban vertikal (Pu)} = 9284,61 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah tiang (ns)} = 4$$

$$\text{Jarak tiang (s)} = 2200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tiang ke tepi} = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja} = 420 \text{ MPa}$$

- Perhitungan Tulangan Bawah x

$$\begin{aligned} B &= \frac{\text{Lebar Pile Cap}}{2} - \frac{\text{Lebar Kolom}}{2} \\ &= \frac{3,8}{2} - \frac{0,5}{2} \\ &= 1,9 - 0,25 \\ &= 1,65 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Berat Pile Cap Pada Penampang Kritis

$$\begin{aligned} q' &= \gamma \times d \times t \\ &= 2400 \times 3,8 \times 1,5 \\ &= 13680 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \times \left(\frac{Pu}{ns} \times s \right) - 0,5 \times q' \times B^2 \\ &= 2 \times \left(\frac{9284,6083}{4} \times 220 \right) - 0,5 \times 13680 \times 1,65^2 \\ &= 1002685 \text{ kgm} \\ &= 1002,69 \text{ kNm} \\ &= 1002685013 \text{ tonm} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan, $D = 25$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif pile cap (d)} &= L - \text{selimut} - 0,5d \\ &= 1500 - 70 - 12,5 \\ &= 1417,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu \times 10^6}{\emptyset \times b \times d^2} \\ &= \frac{1002685013}{0,9 \times 1600 \times 2013561} \\ &= \frac{1002685013}{2899527840} \end{aligned}$$

$$= 0,34580976$$

- Menghitung As

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}}\right) \times b \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,34581}{0,85 \times 30}}\right) \times 1600 \\ &= 2681,901 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times 5,4772 \times 1600 \times 1419}{420} \\ &= 7402,07913 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 1500 \times 14190 \\ &= 7095 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil As terbesar, As} = 7402,07913 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan} = \text{D25} - 100$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 625 \times \frac{1600}{100} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 625 \times 16 \\ &= 7857,143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} > \text{As perlu}$$

$$7857,143 > 7402,07913 \quad \mathbf{OK}$$

- Perhitungan Tulangan Bawah y

$$\text{Mu} = 1002,68501 \text{ kNm} = 1002685013 \text{ Nmm}$$

$$\text{Direncanakan diameter tulangan} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif pile cap (d)} = L - \text{selimut} - 0,5d$$

$$= 1500 - 70 - 9,5$$

$$= 1420,5 \text{ m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mu} \times 10^6}{\emptyset \times b \times d^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1002685013}{0,9 \times 1600 \times 2017820} \\
 &= \frac{1002685013}{2905660800} \\
 &= 0,345079
 \end{aligned}$$

- Menghitung As

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}}\right) \times b \\
 &= \frac{0,85 \times 30}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,345079}{0,85 \times 30}}\right) \times 1600 \\
 &= 2681,989 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times 5,4772 \times 1600 \times 1419}{420} \\
 &= 7402,07913 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\
 &= \frac{1,4}{420} \times 1500 \times 14190 \\
 &= 7095 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil As terbesar, As} = 7402,07913 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan} = \text{D25} - 100$$

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 625 \times \frac{1600}{100} \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 625 \times 16 \\
 &= 7857,143 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} > \text{As perlu}$$

$$7857,023 > 7402,07913 \quad \text{OK}$$

Berikut hasil rekapitulasi penulangan pile cap dapat dilihat pada **tabel 4.43** berikut:

Tabel 4. 43 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap

Tipe	Tulangan Bawah		Tulangan Atas	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
PC2	D25 - 100	D19 - 100	D25 - 100	D19 - 100
PC4	D25 - 100	D19 - 100	D25 - 100	D19 - 100
PC6	D25 - 100	D19 - 100	D25 - 100	D19 - 100
PC8	D22 - 100	D22 - 100	D22 - 100	D22 - 100

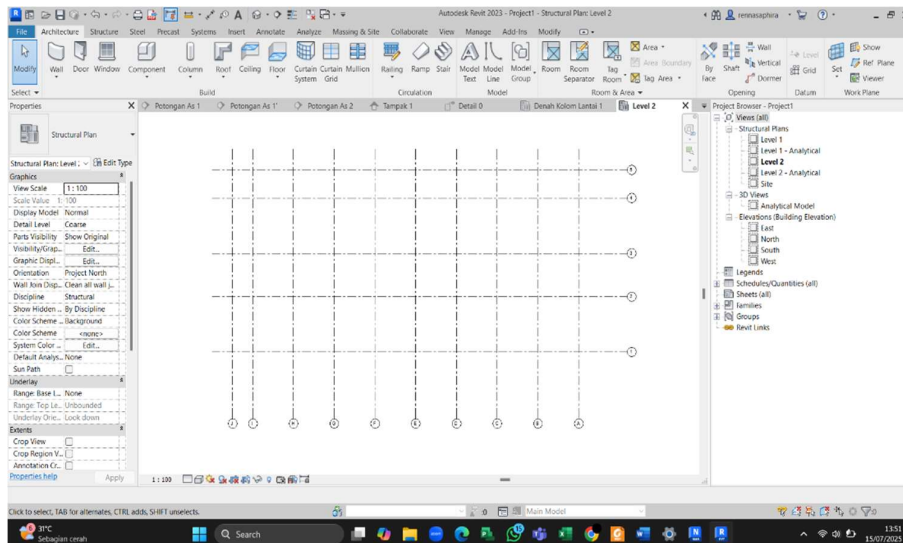
Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

4.9 Permodelan 3D dengan *Autodesk Revit 2023*

Permodelan 3D struktur Gedung Rusun Paspampres IKN memanfaatkan perangkat lunak *Building Information Modeling (BIM) Autodesk Revit 2023*. Pemanfaatan *Autodesk Revit* memungkinkan visualisasi detail komponen struktural serta mendukung ekstraksi data untuk proses perencanaan dan analisis selanjutnya. Model yang dihasilkan yaitu berupa *DED (Detail Engineering Design)* dan *QTO (Quantity Take Off)* sebagai dasar dalam perhitungan RAB. Berikut alur tahapan dalam perencanaan permodelan 3D proyek Gedung Rusun Paspampres IKN menggunakan *Autodesk Revit 2023*:

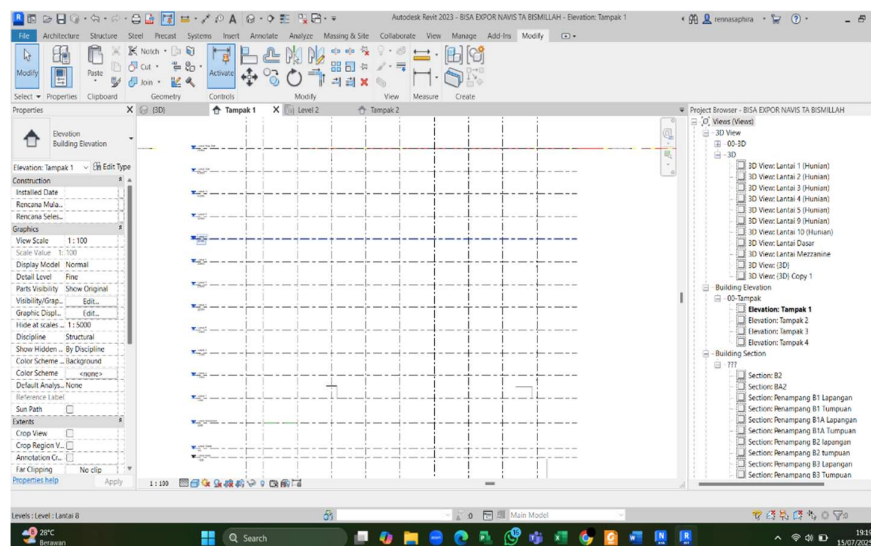
A. Permodelan As Grid dan Levelling

Penetapan garis as (grid) dan tinggi level (levelling) sebagai kerangka acuan utama untuk penempatan seluruh komponen struktur secara akurat dalam model. Berikut adalah tampilan permodelan as grid dan levelling pada proyek Rusun Paspampres IKN berdasarkan **gambar 4.30** dan **gambar 4.31** dibawah ini:



Gambar 4. 29 Grid Bangunan

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025

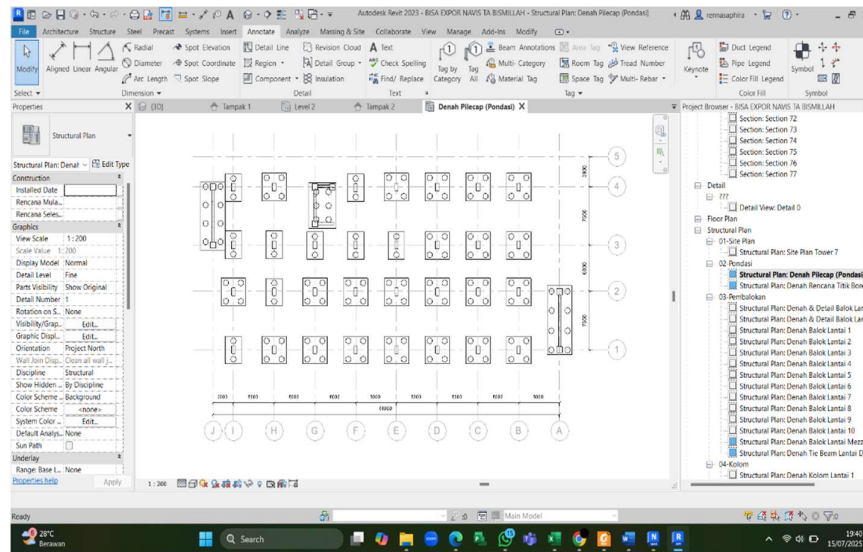


Gambar 4. 30 Level Bangunan

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025

B. Permodelan Struktur Bawah

Permodelan struktur bawah yang meliputi pondasi (pile cap dan bore pile), dilakukan secara detail menggunakan *software Autodesk Revit 2023*. Berikut adalah ilustrasi permodelan struktur bawah dengan *Autodesk Revit 2023* seperti pada **gambar 4.32** dibawah ini:

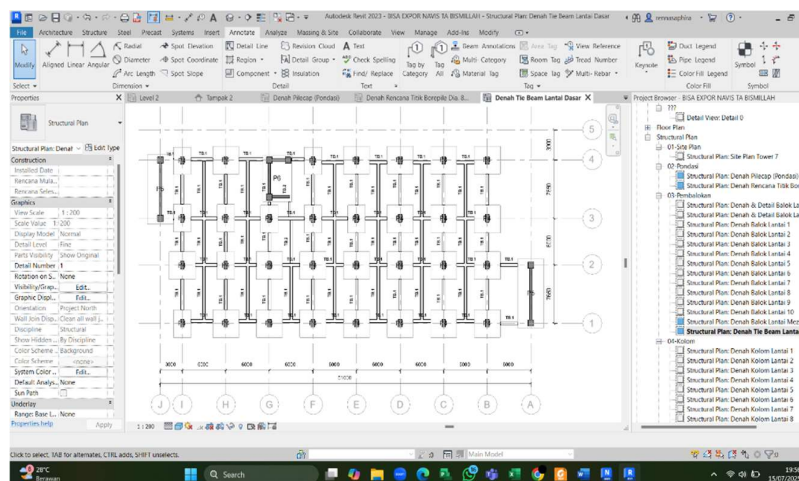


Gambar 4. 31 Permodelan Pile cap dan Bore Pile

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025

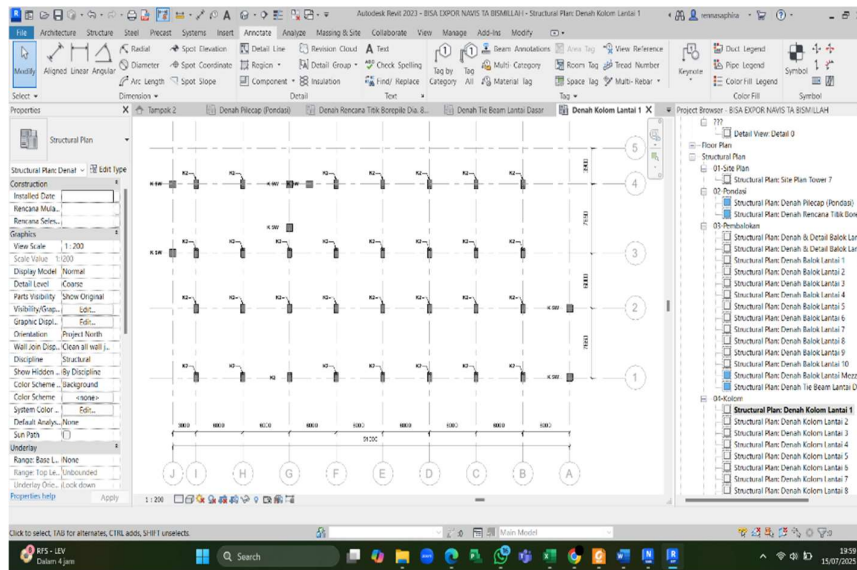
C. Permodelan Struktur Atas

Permodelan struktur atas yang meliputi *tie beam*, kolom, balok, serta pelat yang diimplementasikan secara detail menggunakan *software Autodesk Revit 2023*. Berikut adalah ilustrasi permodelan struktur atas dengan *Autodesk Revit 2023* seperti pada **gambar 4.33** hingga **gambar 4.36** dibawah ini:



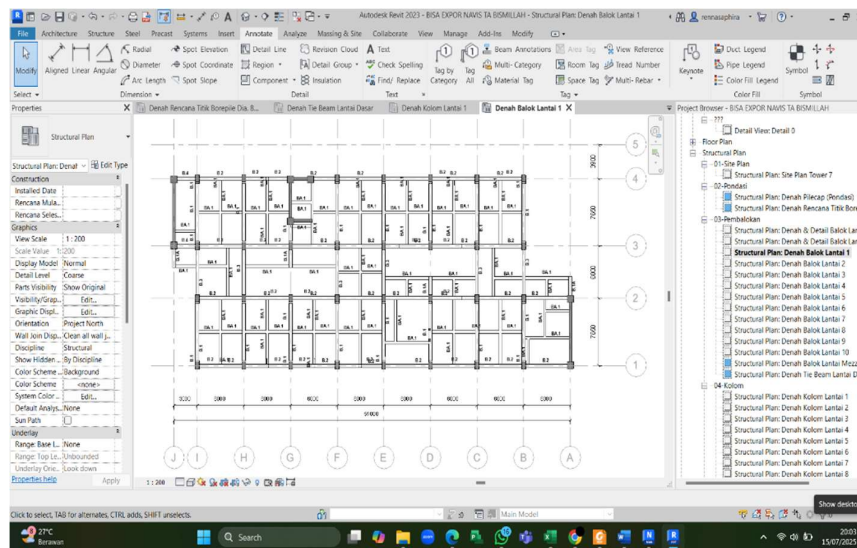
Gambar 4. 32 Permodelan Tie Beam

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025



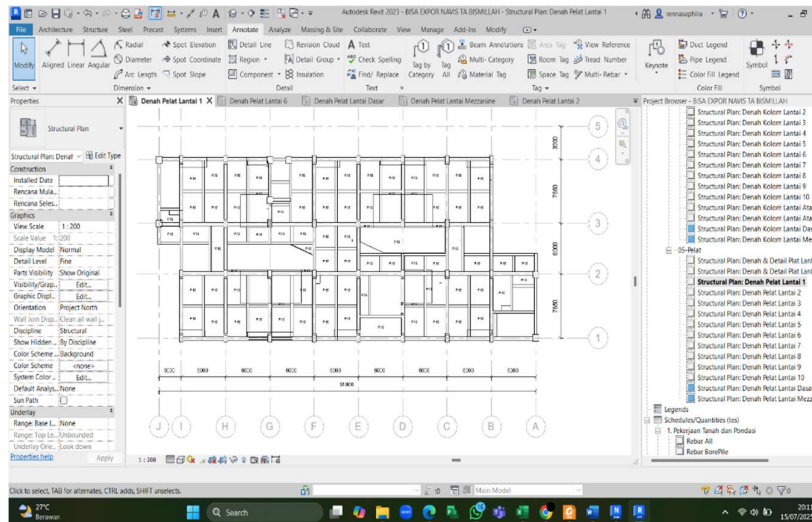
Gambar 4. 33 Permodelan Kolom

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025



Gambar 4. 34 Permodelan Balok

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

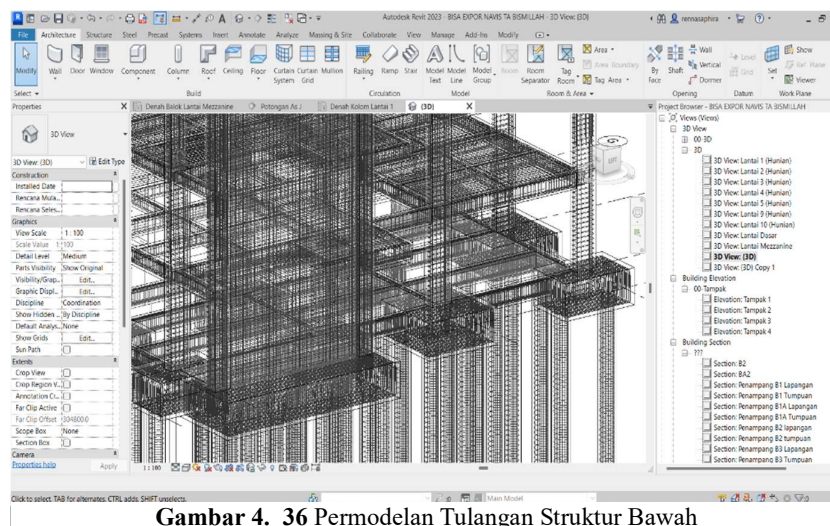


Gambar 4. 35 Permodelan Pelat

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

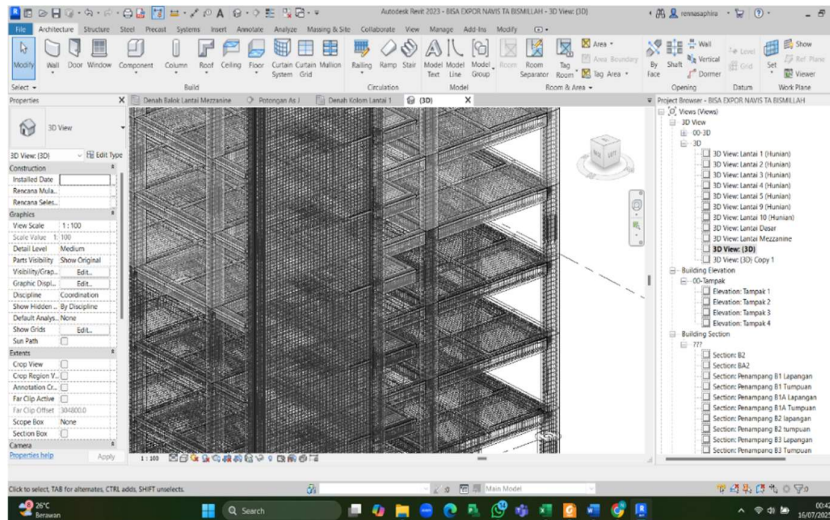
D. Permodelan Tulangan

Setelah menyelesaikan permodelan struktur atas dan bawah pada *Autodesk Revit 2023*, dilanjutkan permodelan tulangan untuk setiap elemen struktural sesuai dengan syarat desain. Berikut adalah ilustrasi permodelan tulangan struktur atas dan bawah dengan *Autodesk Revit 2023* seperti pada **gambar 4.37** hingga **gambar 4.39** dibawah ini:



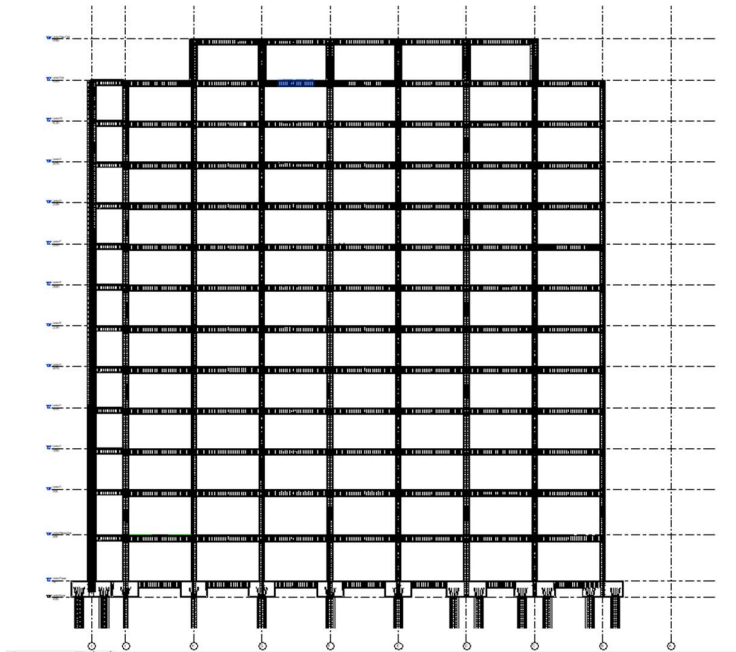
Gambar 4. 36 Permodelan Tulangan Struktur Bawah

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025



Gambar 4. 37 Permodelan Tulangan Struktur Atas

Sumber: Hasil Analisa Penulis, 2025



Gambar 4. 38 Hasil Permodelan Tulangan

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

Tabel 4. 44 Tabel Perhitungan RAB dengan Microsoft Excel

NO	ITEM PEKERJAAN	SAT	VOLUME	HARGA SATUAN	JUMLAH
1	PEKERJAAN KONSTRUKSI TOWER 7			Rp 99.892.214.497	91.302.204.403
1.1	PEKERJAAN STRUKTUR			Rp 42.029.365.484	63.642.998.689
1.1.1	Pekerjaan Persiapan			TRUE	446.794.706
1	Land Cleaning	m2	1.086,30	16968	18.432.338
2	Direksi Keet	m2	42,00	1491364	62.637.288
3	Pagar Proyek	m2	420,00	870774	365.725.080
1.1.1	Pekerjaan Tanah & Pondasi			TRUE	7.322.287.471
1.1.1.2	Pekerjaan Tanah				148.470.742
1	Galian tanah pile cap dan Tie Beam	m3	1.099,24	47.718	52.453.415
2	Mengurug kembali bekas galian	m3	356,59	89.925	32.066.131
3	Urugan pasir t= 10cm	m3	45,13	531.694	23.994.021
4	Lantai Kerja t= 5 cm	m3	22,56	1.770.857	39.957.175
1.1.1.3	Pekerjaan Pondasi Bore Pile				3.495.503.373
1	Pekerjaan Pengeboran Dia 80 cm h=24 m	m	1.856,03	745.685	1.384.013.731
3	Buangan tanah lumpur bekas pengeboran ke luar site	m3	1.286,70	76.565	58.191.752
4	Pekerjaan Beton fc 30 slump 18	m3	760,03	2.620.145	1.991.390.691
5	Pekerjaan Pembesian Borpile	kg	196.328,40	22.922	2.934.016
6	Pekerjaan Bobok kepala tiang bore pile Dia 80 cm	ttitik	128,00	460.728	58.973.184
1.1.1.4	Pekerjaan Pile Cap (P2)				633.096.462
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	116,64	2.335.729	272.439.431
2	Pembesian	kg	14.272,47	22.922	327.153.649
3	Bekisting	m2	162,00	206.811	33.503.382
1.1.1.5	Pekerjaan Pile Cap (P4)				1.672.386.510
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	427,24	2.335.729	997.916.858
2	Pembesian	kg	25.137,12	22.922	576.193.065
3	Bekisting	m2	475,20	206.811	98.276.587
1.1.1.6	Pekerjaan Pile Cap (P6)				476.255.717
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	36,00	2.335.729	84.086.244
2	Pembesian	kg	16.839,55	22.922	385.996.165
3	Bekisting	m2	29,85	206.811	6.173.308
1.1.1.7	Pekerjaan Pile Cap(P8)				896.574.667
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	97,20	2.335.729	227.032.859
2	Pembesian	kg	28.527,48	22.922	653.906.897
3	Bekisting	m2	75,60	206.811	15.634.912

1.1.2	LANTAI PODIUM 1/SEMI BASEMENT						4.311.287.120
1.1.2.1	Pekerjaan Tie Beam (TB 400 X 700)						807.016.648
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	46,15	2.335.729			107.789.222
2	Pembesian	kg	26.612,86	22.922			610.019.885
3	Bekisting	m2	315,90	282.394			89.207.541
1.1.2.2	Plat lantai on ground						443.207.822
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	77,32	1.770.857			136.922.663
2	Pembesian	kg	14.290,35	21.433			306.285.159
1.1.2.3	Pekerjaan Kolom (K1 500 x 1000)						616.046.291
1	Beton fc 30	m3	62,09	2.441.898			151.615.005
2	Pembesian	kg	15.344,79	22.213			340.853.820
3	Bekisting Kolom	m2	464,35	266.130			123.577.466
1.1.2.4	Dinding shearwall (SW 1)						629.073.622
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.677.441			287.369.743
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.2.5	Dinding shearwall (SW 2)						647.599.465
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.677.441			287.369.743
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.1.2.6	Dinding shearwall (SW 3)						1.168.343.273
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.677.441			925.652.935
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.3	LANTAI MEZANINE 2				TRUE		5.057.896.645
1.1.3.1	Pekerjaan Kolom (K2 500 x 800)						783.329.795
1	Beton fc 30	m3	44,66	2.441.898			109.064.932
2	Pembesian	kg	26.078,92	22.213			579.291.050
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.1.3.2	Balok (B1 400 x 650)						459.524.154
1	Beton fc 30	m3	31,41	2.441.898			76.709.784
2	Pembesian	kg	11.971,00	22.213			265.911.823
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.1.3.3	Balok (B2 400 x 550)						469.540.649
1	Beton fc 30	m3	40,42	2.441.898			98.701.517
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.1.3.4	Balok (Ba1 300 x 500)						442.706.850
1	Beton fc 30	m3	66,77	2.441.898			163.055.297
2	Pembesian	kg	8.397,00	22.213			186.522.561
3	Bekisting	m2	341,67	272.570			93.128.992
1.1.3.5	Balok (B3 400 x 650)						253.589.004
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	236,09	272.570			64.351.051
1.1.3.6	Dinding shearwall (SW 1)						298.073.560
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	2.664,08	21.176			56.414.629
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.3.7	Dinding shearwall (SW 2)						591.890.579
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.1.3.8	Dinding shearwall (SW 3)						988.898.170
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398			746.207.832
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.3.9	Pekerjaan Plat						770.343.883
1	Beton fc 30	m3	77,84	2.441.898			190.077.340
2	Pembesian	kg	14.890,35	21.433			319.144.959
3	Bekisting Plat	m2	876,00	298.084			261.121.584

1.1.4	LANTAI 3				TRUE	5.237.282.182
1.1.4.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)					783.564.218
1	Beton fc 30	m3	44,76	2.441.898		109.299.354
2	Pembesian	kg	26.078,92	22.213		579.291.050
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130		94.973.813
1.1.4.2	Balok (B1 400 x 650)					453.055.566
1	Beton fc 30	m3	28,77	2.441.898		70.241.196
2	Pembesian	kg	11.971,00	22.213		265.911.823
3	Bekisting	m2	428,89	272.570		116.902.547
1.1.4.3	Balok (B2 400 x 550)					469.540.649
1	Beton fc 30	m3	40,42	2.441.898		98.701.517
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213		276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570		94.734.429
1.1.4.4	Balok (Ba1 300 x 500)					429.896.844
1	Beton fc 30	m3	40,52	2.441.898		98.955.475
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213		237.812.378
3	Bekisting	m2	341,67	272.570		93.128.992
1.1.4.5	Balok (B3 400 x 650)					240.208.543
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898		74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213		115.004.253
3	Bekisting	m2	187,00	272.570		50.970.590
1.1.4.6	Dinding shearwall (SW 1)					573.364.736
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398		231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176		331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061		9.998.074
1.1.4.7	Dinding shearwall (SW 2)					591.890.579
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398		231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176		331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061		28.523.917
1.1.4.8	Dinding shearwall (SW 3)					934.020.778
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398		746.207.832
2	Pembesian	kg	8.397,00	21.176		177.814.872
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061		9.998.074
1.1.4.9	Pekerjaan Plat					761.740.269
1	Beton fc 30	m3	75,42	2.441.898		184.172.831
2	Pembesian	kg	12.990,35	21.433		278.422.259
3	Bekisting Plat	m2	1.003,56	298.084		299.145.179
1.1.5	LANTAI 4				TRUE	5.275.121.960
1.1.5.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)					786.094.684
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898		109.006.327
2	Pembesian	kg	26.206,03	22.213		582.114.544
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130		94.973.813
1.1.5.2	Balok (B1 400 x 650)					407.689.634
1	Beton fc 30	m3	30,65	2.441.898		74.844.174
2	Pembesian	kg	11.278,50	22.213		250.529.321
3	Bekisting	m2	302,00	272.570		82.316.140
1.1.5.3	Balok (B2 400 x 550)					465.609.193
1	Beton fc 30	m3	38,81	2.441.898		94.770.061
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213		276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570		94.734.429
1.1.5.4	Balok (Ba1 300 x 500)					453.821.086
1	Beton fc 30	m3	67,59	2.441.898		165.038.118
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213		237.812.378
3	Bekisting	m2	187,00	272.570		50.970.590
1.1.5.5	Balok (B3 400 x 650)					282.366.945
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898		74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213		115.004.253
3	Bekisting	m2	341,67	272.570		93.128.992

1.1.7	LANTAI 6						5.333.797.114
1.1.7.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)						786.094.684
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	26.206,03	22.213			582.114.544
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.1.7.2	Balok (B1 400 x 650)						485.846.841
1	Beton fc 30	m3	30,65	2.441.898			74.844.174
2	Pembesian	kg	13.240,00	22.213			294.100.120
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.1.7.3	Balok (B2 400 x 550)						465.609.193
1.	Beton fc 30	m3	38,81	2.441.898			94.770.061
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.1.7.4	Balok (Ba1 300 x 500)						453.821.086
1	Beton fc 30	m3	67,59	2.441.898			165.038.118
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213			237.812.378
3	Bekisting	m2	187,00	272.570			50.970.590
1.1.7.5	Balok (B3 400 x 650)						282.366.945
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	341,67	272.570			93.128.992
1.1.7.6	Dinding shearwall (SW 1)						573.364.736
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.7.7	Dinding shearwall (SW 2)						591.890.579
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.1.7.8	Dinding shearwall (SW 3)						988.898.170
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398			746.207.832
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.7.9	Pekerjaan Plat						705.904.879
1	Beton fc 30	m3	76,12	2.441.898			185.865.066
2	Pembesian	kg	12.080,35	21.433			258.918.229
3	Bekisting Plat	m2	876,00	298.084			261.121.584
							-
1.1.8	LANTAI 7						5.403.055.617
1.1.8.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)						786.094.684
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	26.206,03	22.213			582.114.544
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.1.8.2	Balok (B1 400 x 650)						481.243.863
1.	Beton fc 30	m3	28,77	2.441.898			70.241.196
2	Pembesian	kg	13.240,00	22.213			294.100.120
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.1.8.3	Balok (B2 400 x 550)						467.098.751
1	Beton fc 30	m3	39,42	2.441.898			96.259.619
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.1.8.4	Balok (Ba1 300 x 500)						464.902.419
1	Beton fc 30	m3	72,12	2.441.898			176.119.451
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213			237.812.378
3	Bekisting	m2	187,00	272.570			50.970.590
1.1.8.5	Balok (B3 400 x 650)						282.366.945
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	341,67	272.570			93.128.992

1.1.8.6	Dinding shearwall (SW 1)						573.364.736
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.8.7	Dinding shearwall (SW 2)						591.890.579
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.1.8.8	Dinding shearwall (SW 3)						988.898.170
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398			746.207.832
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.8.9	Pekerjaan Plat						767.195.469
1	Beton fc 30	m3	77,66	2.441.898			189.628.031
2	Pembesian	kg	12.990,35	21.433			278.422.259
3	Bekisting Plat	m2	1.003,56	298.084			299.145.179
1.1.9	LANTAI 8						5.333.855.719
10.1.4.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)						786.094.684
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	26.206,03	22.213			582.114.544
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.1.9.1	Balok (B1 400 x 650)						485.846.841
1	Beton fc 30	m3	30,65	2.441.898			74.844.174
2	Pembesian	kg	13.240,00	22.213			294.100.120
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.1.9.2	Balok (B2 400 x 550)						465.609.193
1	Beton fc 30	m3	38,81	2.441.898			94.770.061
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.1.9.3	Balok (Ba1 300 x 500)						453.821.086
1	Beton fc 30	m3	67,59	2.441.898			165.038.118
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213			237.812.378
3	Bekisting	m2	187,00	272.570			50.970.590
1.1.9.4	Balok (B3 400 x 650)						282.366.945
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	341,67	272.570			93.128.992
1.1.9.5	Dinding shearwall (SW 1)						573.364.736
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.9.6	Dinding shearwall (SW 2)						591.890.579
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.1.9.7	Dinding shearwall (SW 3)						988.898.170
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398			746.207.832
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.1.9.8	Pekerjaan Plat						705.963.485
1	Beton fc 30	m3	76,14	2.441.898			185.923.672
2	Pembesian	kg	12.080,35	21.433			258.918.229
3	Bekisting Plat	m2	876,00	298.084			261.121.584

1.2.1	LANTAI 9						5.378.822.766
1.2.1.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)						786.094.684
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	26.206,03	22.213			582.114.544
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.2.1.2	Balok (B1 400 x 650)						459.452.910
1	Beton fc 30	m3	28,77	2.441.898			70.241.196
2	Pembesian	kg	12.259,00	22.213			272.309.167
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.2.1.3	Balok (B2 400 x 550)						469.540.649
1	Beton fc 30	m3	40,42	2.441.898			98.701.517
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.2.1.4	Balok (Ba1 300 x 500)						460.018.623
1	Beton fc 30	m3	70,12	2.441.898			171.235.655
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213			237.812.378
3	Bekisting	m2	187,00	272.570			50.970.590
1.2.1.5	Balok (B3 400 x 650)						282.366.945
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	341,67	272.570			93.128.992
1.2.1.6	Dinding shearwall (SW 1)						573.364.736
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.2.1.6	Dinding shearwall (SW 2)						591.890.579
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.2.1.7	Dinding shearwall (SW 3)						988.898.170
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398			746.207.832
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.2.1.7	Pekerjaan Plat						767.195.469
1	Beton fc 30	m3	77,66	2.441.898			189.628.031
2	Pembesian	kg	12.990,35	21.433			278.422.259
3	Bekisting Plat	m2	1.003,56	298.084			299.145.179
1.2.2	LANTAI 10						5.044.401.000
1.2.2.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)						786.094.684
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	26.206,03	22.213			582.114.544
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.2.2.2	Balok (B1 400 x 650)						464.055.888
1	Beton fc 30	m3	30,65	2.441.898			74.844.174
2	Pembesian	kg	12.259,00	22.213			272.309.167
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.2.2.3	Balok (B2 400 x 550)						445.683.305
1	Beton fc 30	m3	30,65	2.441.898			74.844.174
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.2.2.4	Balok (Ba1 300 x 500)						453.821.086
1	Beton fc 30	m3	67,59	2.441.898			165.038.118
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213			237.812.378
3	Bekisting	m2	187,00	272.570			50.970.590
1.2.2.5	Balok (B3 400 x 650)						282.366.945
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	341,67	272.570			93.128.992

1.2.2.6	Dinding shearwall (SW 1)						573.364.736
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.2.2.7	Dinding shearwall (SW 2)						344.213.748
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,86	2.158.398			232.806.967
2	Pembesian	kg	3.914,00	21.176			82.882.864
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.2.2.8	Dinding shearwall (SW 3)						988.898.170
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398			746.207.832
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.2.2.9	Pekerjaan Plat						705.902.437
1	Beton fc 30	m3	76,11	2.441.898			185.862.624
2	Pembesian	kg	12.080,35	21.433			258.918.229
3	Bekisting Plat	m2	876,00	298.084			261.121.584
1.2.3	LANTAI 11						5.290.052.093
1.2.3.1	Pekerjaan Kolom (K3 500 x 800)						786.094.684
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	26.206,03	22.213			582.114.544
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.2.3.2	Balok (B1 400 x 650)						470.337.280
1	Beton fc 30	m3	28,77	2.441.898			70.241.196
2	Pembesian	kg	12.749,00	22.213			283.193.537
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.2.3.3	Balok (B2 400 x 550)						467.098.751
1	Beton fc 30	m3	39,42	2.441.898			96.259.619
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.2.3.4	Balok (Ba1 300 x 500)						440.643.689
1	Beton fc 30	m3	72,12	2.441.898			176.119.451
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213			237.812.378
3	Bekisting	m2	98,00	272.570			26.711.860
1.2.3.5	Balok (B3 400 x 650)						204.501.873
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	56,00	272.570			15.263.920
1.2.3.6	Dinding shearwall (SW 1)						573.364.736
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.2.3.7	Dinding shearwall (SW 2)						591.890.579
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	21.176			331.705.805
3	Bekisting (3 sisi)	m2	97,00	294.061			28.523.917
1.2.3.8	Dinding shearwall (SW 3)						988.898.170
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	345,72	2.158.398			746.207.832
2	Pembesian	kg	10.988,49	21.176			232.692.264
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	294.061			9.998.074
1.2.3.9	Pekerjaan Plat						767.222.330
1	Beton fc 30	m3	77,67	2.441.898			189.654.892
2	Pembesian	kg	12.990,35	21.433			278.422.259
3	Bekisting Plat	m2	1.003,56	298.084			299.145.179

1.2.4	LANTAI 12						4.933.939.271
1.2.4.1	Pekerjaan Kolom						787.588.953
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	26.273,30	22.213			583.608.813
3	Bekisting Kolom	m2	356,87	266.130			94.973.813
1.2.4.2	Balok (B1 400 x 650)						470.337.280
1	Beton fc 30	m3	28,77	2.441.898			70.241.196
2	Pembesian	kg	12.749,00	22.213			283.193.537
3	Bekisting	m2	428,89	272.570			116.902.547
1.2.4.3	Balok (B2 400 x 550)						467.098.751
1	Beton fc 30	m3	39,42	2.441.898			96.259.619
2	Pembesian	kg	12.429,87	22.213			276.104.702
3	Bekisting	m2	347,56	272.570			94.734.429
1.2.4.4	Balok (Ba1 300 x 500)						357.282.175
1	Beton fc 30	m3	37,99	2.441.898			92.757.937
2	Pembesian	kg	10.706,00	22.213			237.812.378
3	Bekisting	m2	98,00	272.570			26.711.860
1.2.4.5	Balok (B3 400 x 650)						204.501.873
1	Beton fc 30	m3	30,40	2.441.898			74.233.699
2	Pembesian	kg	5.177,34	22.213			115.004.253
3	Bekisting	m2	56,00	272.570			15.263.920
1.2.4.6	Dinding shearwall Beton						418.679.700
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	27,92	2.158.398			60.266.789
2	Pembesian	kg	Rp 15.664	22.213			347.949.615
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	307.744			10.463.296
1.2.4.7	Dinding shearwall Beton						590.073.768
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	15.664,23	22.213			347.949.615
3	Bekisting (1 sisi)	m2	34,00	307.744			10.463.296
1.2.4.8	Dinding shearwall Beton						505.599.354
1	Beton fc 30 + waterproofing Integral	m3	107,33	2.158.398			231.660.857
2	Pembesian	kg	10.988,49	22.213			244.087.328
3	Bekisting (1 sisi)	m2	97,00	307.744			29.851.168
1.2.4.9	Pekerjaan Plat						1.132.777.417
1	Beton fc 30	m3	345,72	2.441.898			844.220.302
2	Pembesian	kg	12.990,35	21.433			278.422.259
3	Bekisting Plat	m2	34,00	298.084			10.134.856
							-
1.2.5	LANTAI ATAP						1.501.758.771
1.2.5.1	Pekerjaan Kolom						282.952.040
1	Beton fc 30	m3	44,64	2.441.898			109.006.327
2	Pembesian	kg	6.273,30	22.213			139.348.813
3	Bekisting Kolom	m2	130,00	266.130			34.596.900
1.2.5.2	Pekerjaan Balok						451.551.612
1	Beton fc 30	m3	32,66	2.441.898			79.742.621
2	Pembesian	kg	8.397,00	22.213			186.522.561
3	Bekisting Balok	m2	679,78	272.570			185.286.430
1.2.5.3	Pekerjaan Plat						767.255.119
1	Beton fc 30	m3	77,67	2.441.898			189.654.892
2	Pembesian	kg	12.990,35	21.433			278.422.259
3	Bekisting Plat	m2	1.003,67	298.084			299.177.968
1.2.6	LANTAI TOP ROOF						700.504.662
1.2.6.1	Pekerjaan Balok						367.009.573
1	Beton fc 30	m3	33,36	2.441.898			81.469.043
2	Pembesian	kg	6.978,20	22.213			155.006.757
3	Bekisting Balok	m2	478,90	272.570			130.533.773
1.2.6.2	Pekerjaan Plat						333.495.090
1	Beton fc 30	m3	21,29	2.441.898			51.975.799
2	Pembesian	kg	8.990,35	21.433			192.690.259
3	Bekisting Plat	m2	298,00	298.084			88.829.032

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

Berikut rekap RAB secara keseluruhan pada perencanaan gedung Rusun Paspampres IKN dapat dilihat pada **tabel 4.44** dibawah ini:

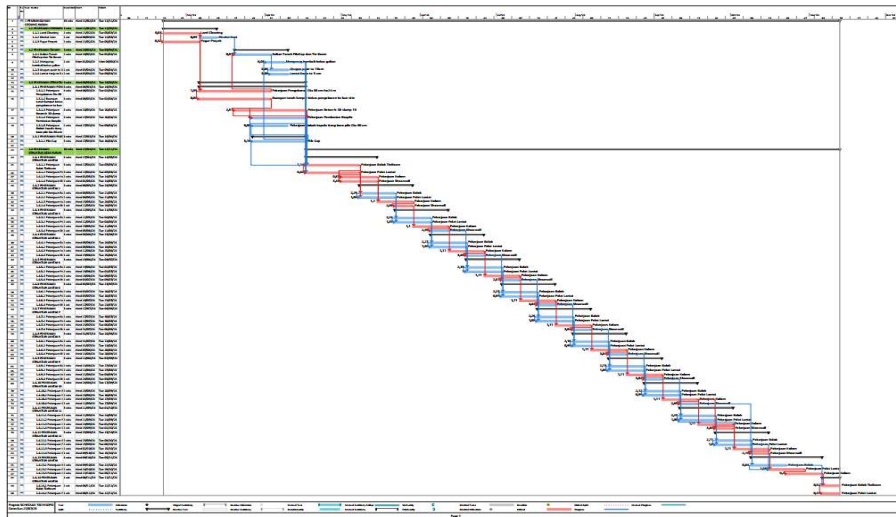
Tabel 4. 45 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya Rusun Paspampres

NO	ITEM PEKERJAAN	JUMLAH
	PEKERJAAN KONSTRUKSI TOWER 7	
	PEKERJAAN STRUKTUR	
1.1	Pekerjaan Persiapan	Rp 446.794.706
1.1.1	Pekerjaan Tanah & Pondasi	Rp 7.335.388.871
1.1.2	LANTAI DASAR	Rp 4.311.287.120
1.1.3	LANTAI MEZANINE 2	Rp 5.057.896.645
1.1.4	LANTAI 3	Rp 5.237.282.182
1.1.5	LANTAI 4	Rp 5.275.121.960
1.1.6	LANTAI 5	Rp 5.012.985.794
1.1.7	LANTAI 6	Rp 5.240.668.122
1.1.8	LANTAI 7	Rp 5.309.926.625
1.1.9	LANTAI 8	Rp 5.189.756.137
1.2.1	LANTAI 9	Rp 5.234.723.184
1.2.2	LANTAI 10	Rp 4.900.301.418
1.2.3	LANTAI 11	Rp 5.290.052.093
1.2.4	LANTAI 12	Rp 4.933.939.271
1.2.5	LANTAI ATAP	Rp 1.501.758.771
1.2.6	LANTAI TOP ROOF	Rp 700.504.662
	J U M L A H	Rp 70.978.387.560
	PPN (11%)	Rp 7.807.622.632
	J U M L A H	Rp 78.786.010.192
	D I B U L A T K A N	Rp 78.786.010.000
	TERBILANG	Tujuh Puluh Delapan Milyar Tujuh Ratus Enam Juta Ribu Rupiah

Sumber: Hasil Analisis Penulis, 2025

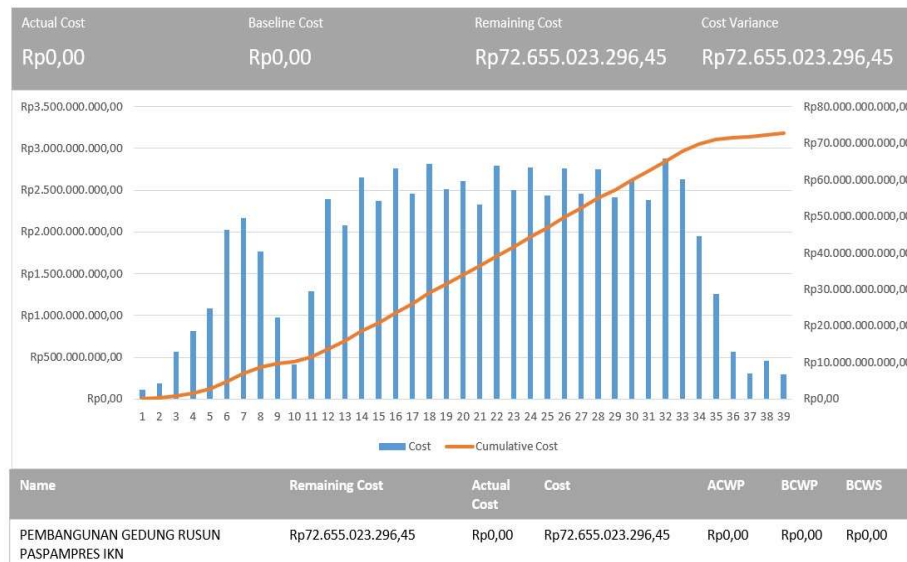
4.11 Penyusunan Penjadwalan dengan *Microsoft Project*

Perencanaan waktu pelaksanaan proyek dilakukan menggunakan *Microsoft Project* yang memungkinkan penggambaran urutan aktivitas, durasi, serta hubungan ketergantungan antar pekerjaan secara terstruktur dari hasil RAB sebelumnya. Pada perencanaan pembangunan Rusun Paspampres IKN didapatkan durasi waktu selama 38 minggu dengan hasil seperti **gambar 4.41** dan **gambar 4.42** berikut:



Gambar 4. 40 Penjadwalan dengan Sistem Gantt Chart

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025



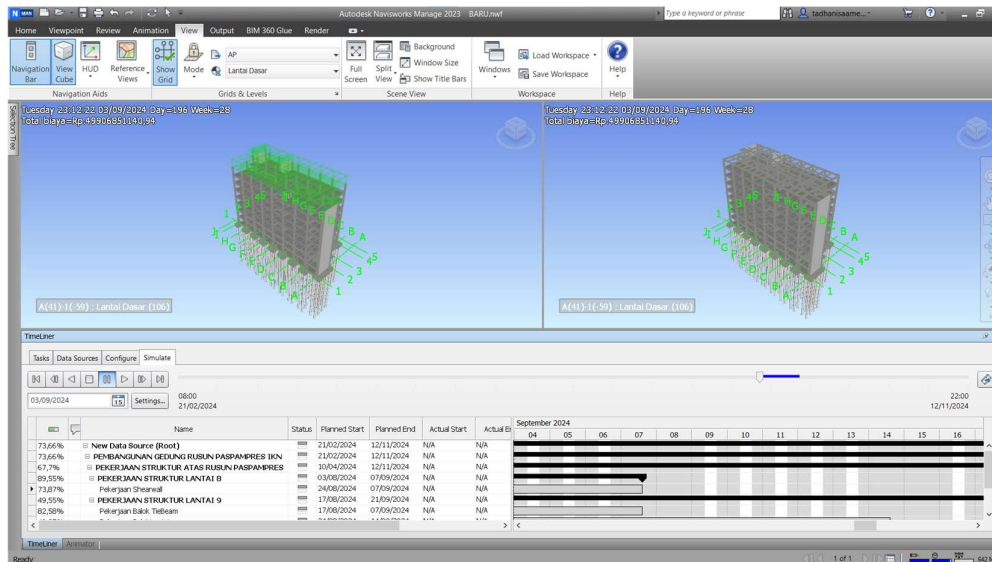
Gambar 4. 41 Kurva S Cash Flow Output Microsoft Project

Sumber: Hasil Analisis Pribadi, 2025

4.12 Simulasi 4D dan 5D pada *Autodesk Navisworks 2023*

Autodesk Navisworks 2023 digunakan sebagai alat bantu untuk melakukan visualisasi progres konstruksi (4D) serta analisis biaya (5D). Input data dalam integrasi BIM 5D meliputi model bangunan 3D, penjadwalan, serta RAB. Berikut

adalah contoh hasil simulasi integrasi BIM 5D menggunakan *software Autodesk Navisworks 2023* pada perencanaan Rusun Paspampres IKN seperti pada **gambar 4.43** dibawah ini:



Gambar 4. 42 Hasil Simulasi Integrasi BIM 5D

Sumber: Hasil Analisa Pribadi, 2025

4.13 Alur Integrasi Perencanaan BIM 5D

Proses perencanaan Gedung Rusun Paspampres IKN menerapkan integrasi perencanaan dengan BIM 5D sejak tahap awal proyek, ketika tujuan proyek, ruang lingkup, ruang lingkup pekerjaan, serta strategi penerapan BIM mulai dirumuskan. Pemilihan *software* yang akan digunakan diawali dengan *ETABS*, *Autodesk Revit 2023*, *Microsoft Project*, serta *Navisworks 2023*.

Proses awal perencanaan yaitu pembebanan serta *preliminary design* setelah dilakukan analisa struktur menggunakan *software ETABS* untuk mengetahui aman atau tidak nya struktur dalam memikul beban yang bekerja pada bangunan dan tidak *overstressed*. Selanjutnya, permodelan 2D dan 3D pada *software Autodesk Revit*. Model 3D yang dihasilkan memberikan informasi yang lengkap seperti jenis material, jenis penampang, dimensi, elevasi, serta informasi lainnya. Model 2D dapat dibuat dengan memotong bagian 3D dan dilanjutkan proses *plotting* bila sudah selesai.

Setelah mendapatkan *output* dari *autodesk revit* berupa *quantity take off* atau volume pekerjaan barulah dapat dilakukan pengolahan data berupa perhitungan RAB (Rencana Anggaran Biaya) sesuai AHSP kota setempat dilanjutkan penyusunan penjadwalan terkait rencana durasi pekerjaan.

Tahap selanjutnya yaitu adalah proses integrasi 4D dan 5D menggunakan *software Navisworks 2023* dengan mengambil file *revit* yang telah di *eksport* menjadi file dengan format NWC. Sinkronisasi penjadwalan dan RAB secara manual pada *Navisworks* atau dengan *source data* pada *microsoft project* yang *diimport* dan dihubungkan dengan model 3D pada *Navisworks*. Setelah selesai, barulah didapatkan *output* video simulasi proses konstruksi yang telah mencakup penjadwalan juga estimasi biaya yang telah direncanakan.