



BAB 4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. *Preliminary Design*

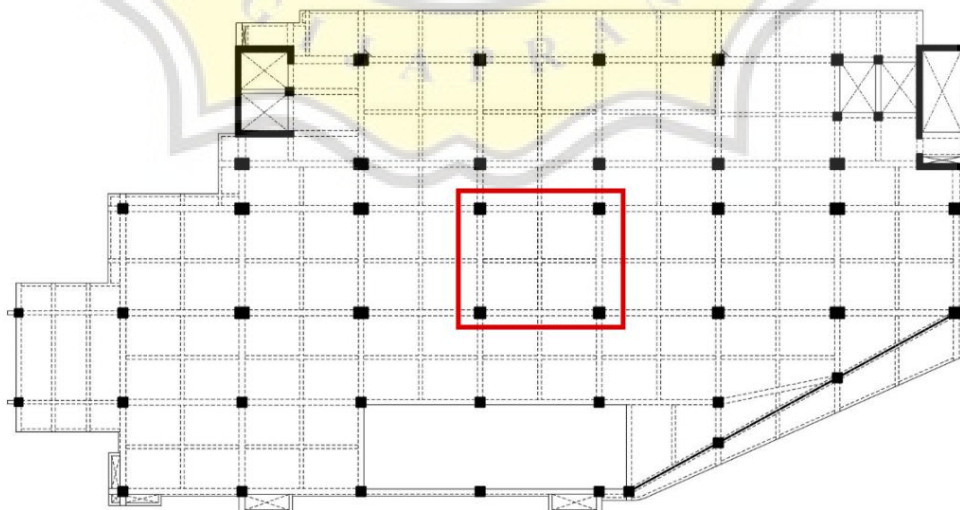
Preliminary design merupakan desain awal untuk menentukan dimensi kolom, balok, dan pelat pada struktur bangunan gedung. Berikut perhitungan *preliminary design* berdasarkan SNI 2847:2019:

4.1.1. *Data Preliminary Design*

Berikut data *preliminary design* pada struktur gedung yang digunakan:

Nama bangunan	: Gedung A Rumah Sakit UNIMUS
Fungsi bangunan	: rumah sakit
Lokasi bangunan	: Semarang
Tinggi antar lantai	: 4,2 m
Tinggi bangunan	: 42,0 m
Panjang bangunan	: 64,59 m
Lebar bangunan	: 29,82 m
Struktur bangunan	: beton bertulang
Mutu beton	: K-300, f_c' 24,9 MPa
Mutu baja	: f_y 420 MPa

Layout yang dijadikan acuan untuk perhitungan *preliminary design* diperlihatkan pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1. *Layout* Gedung A Rumah Sakit UNIMUS

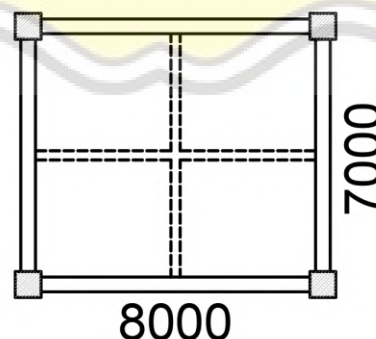


4.1.2. Pembebanan

1. Beban mati yang digunakan berdasarkan peraturan SNI 1727:1989 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung.
 - a. Beton bertulang = 2400 kg/m^3
 - b. Tegel / ubin = 24 kg/m^2
 - c. Spesi = 21 kg/m^2
 - d. Plafon = 11 kg/m^2
 - e. Penggantung = 7 kg/m^2
 - f. *Ducting and Plumbing* = 30 kg/m^2
2. Beban hidup yang digunakan berdasarkan peraturan SNI 1727:2020 tentang Beban Desain *Minimum* dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
 - a. Lantai rumah sakit = 383 kg/m^2
 - b. Beban atap = 96 kg/m^2
3. Beban gempa yang digunakan berdasarkan data rekaman gempa yang pernah terjadi di Kepulauan Mentawai, Sumatera Barat.

4.1.3. Preliminary Design Balok

Balok merupakan komponen struktur gedung yang berfungsi untuk menahan lentur. *Preliminary design* pada balok ini digunakan pada bentang yang terbesar. *Layout* bentang terbesar pada arah memanjang dan melintang diperlihatkan pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2. Bentang Balok Terbesar Pada Arah Memanjang dan Melintang

Berikut perhitungan *preliminary design* pada balok:



1. Balok induk bentang terbesar arah memanjang sebesar 8 m

$$\begin{aligned}l &= 8 \text{ m} \\ &= 800 \text{ cm} \\ h_{min} &= 1/12 \times l \\ &= 1/12 \times 800 \\ &= 66,67 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm} \\ b_{min} &= 2/3 \times h_{min} \\ &= 2/3 \times 70 \\ &= 46,67 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}\end{aligned}$$

Ukuran balok induk arah memanjang sebesar 50 × 70 cm

2. Balok induk bentang terbesar arah melintang sebesar 7 m

$$\begin{aligned}l &= 7 \text{ m} \\ &= 700 \text{ cm} \\ h_{min} &= 1/12 \times l \\ &= 1/12 \times 700 \\ &= 58,33 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm} \\ b_{min} &= 2/3 \times h_{min} \\ &= 2/3 \times 60 \\ &= 40 \text{ cm}\end{aligned}$$

Ukuran balok induk arah memanjang sebesar 40 × 60 cm

3. Balok anak

Balok anak bentang terbesar sebesar 8 m

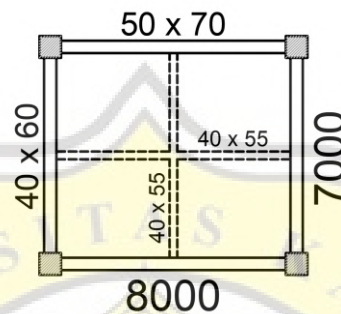
$$\begin{aligned}l &= 8 \text{ m} \\ &= 800 \text{ cm} \\ h &= 1/15 \times l \\ &= 1/15 \times 800 \\ &= 53,33 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm} \\ b &= 2/3 \times h_{min} \\ &= 2/3 \times 55 \\ &= 36,67 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}\end{aligned}$$

Ukuran balok anak digunakan 40 × 55 cm



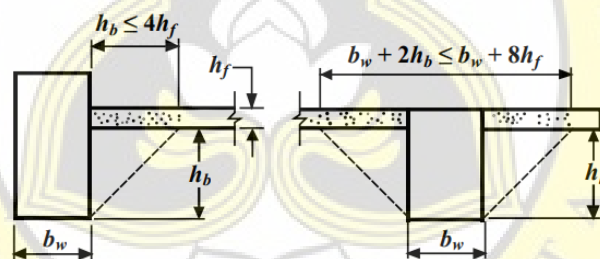
4.1.4. Preliminary Design Pelat Lantai

Preliminary design pada pelat lantai bertujuan untuk menentukan tebal *minimum* pelat lantai yang akan digunakan pada struktur gedung. *Preliminary design* pada pelat lantai digunakan yang memiliki luas terbesar yang diperlihatkan pada Gambar 4.3.



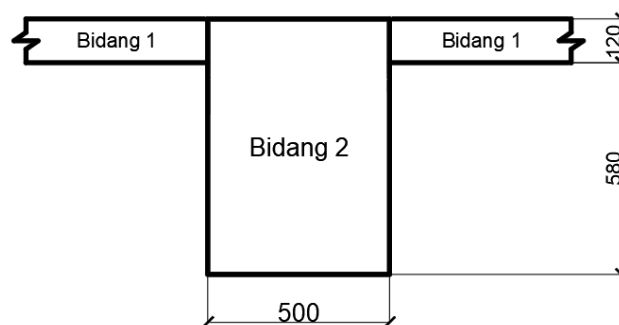
Gambar 4.3. Pelat Lantai yang Terbesar

Perhitungan *preliminary design* pelat lantai mengacu pada SNI 2847:2019 Gambar R8.4.1.8 yang diperlihatkan pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4. Bagian Pelat yang Dimasukkan ke Balok

Data yang digunakan pada perhitungan *preliminary design* pelat lantai yaitu pelat lantai yang memiliki luas terbesar, balok interior dengan dimensi balok arah memanjang, dan dimensi kolom. Data perhitungan pelat lantai diperlihatkan pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5. Data Perhitungan Pelat Lantai



Perhitungan *preliminary design* pada pelat lantai sebagai berikut:

$$\text{Asumsi Kolom} = 500 \times 500 \text{ mm}$$

$$\text{Balok (} b_{\min} \times h_{\min} \text{)} = 500 \times 700 \text{ mm}$$

$$f_c' = 24,9 \text{ MPa}$$

$$f_y' = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Bentang memanjang} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang melintang} = 3500 \text{ mm}$$

$$\text{Asumsi tebal pelat} = 120 \text{ mm}$$

Karena perhitungan pelat lantai menggunakan balok interior, maka:

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

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

$$h_b = 700 - 120$$

$$= 580$$

$$b_1 = b_w + 2 h_b$$

$$= 500 + 2 \times 580$$

$$= 1660 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_w + 8 h_f$$

$$= 500 + 8 \times 120$$

$$= 1460 \text{ mm}$$

$$b \text{ diambil yang terkecil} = 1460 \text{ mm}$$

Menentukan titik berat penampang (y) dari balok T:

$$\text{Luas bagian sayap (Bidang 1)} = b \times h_f$$

$$= 1460 \times 120$$

$$= 175200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bagian badan (Bidang 2)} = b_w \times h_b$$

$$= 500 \times 580$$

$$= 290000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas total} = 175200 + 290000$$

$$= 465200 \text{ mm}^2$$

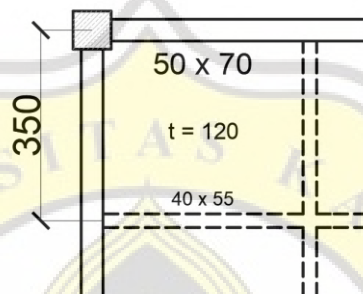
$$\text{Titik berat penampang (y)} = \frac{(\text{luas bagian sayap} \times \text{titik berat bidang 1}) + (\text{luas bagian badan} \times \text{titik berat bidang 2})}{\text{luas total bidang 1 dan bidang 2}}$$

$$= \frac{(175200 \times \frac{120}{2}) + (290000 \times (\frac{580}{2} + 120))}{550000}$$



$$\begin{aligned}
 &= 278,186 \text{ mm} \\
 &= 280 \text{ mm} \\
 I_b &= \left(\frac{1}{12} \times 1500 \times 120^3 + (175200 \times (280 - \frac{120}{2})^2 + (\frac{1}{12} \times 500 \times 580^3 + (290000 \times ((\frac{580}{2}) - (280-120))^2)\right) \\
 &= 21720586667 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

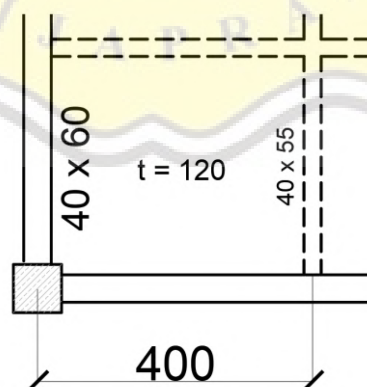
Moment inersia pelat dalam tegak lurus arah memanjang:



Gambar 4.6. Penampang Pelat Tegak Lurus Arah Memanjang

$$\begin{aligned}
 I_l &= \frac{1}{12} \times 3500 - \frac{500}{2} - \frac{400}{2} \times 120^3 \\
 &= 439200000 \text{ mm}^4 \\
 \alpha_{fl} &= \frac{E I_b}{E I_l} \\
 &= \frac{21720586667}{439200000} \\
 &= 43,721
 \end{aligned}$$

Moment inersia pelat dalam tegak lurus arah melintang:



Gambar 4.7. Penampang Pelat Tegak Lurus Arah Melintang

$$I_s = \frac{1}{12} \times 4000 - \frac{400}{2} - \frac{400}{2} \times 120^3$$



$$= 576000000 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_{fs} = \frac{EI_b}{EI_s}$$

$$= \frac{21720586667}{576000000}$$

$$= 37,709$$

Nilai α_{fm} diperoleh dari rata-rata α_{fi} dan α_{fs} :

$$\alpha_{fm} = \frac{43,721 + 37,709}{2}$$

$$= 40,715 > 2$$

$$\beta = \frac{4000 - \frac{400}{2} \cdot \frac{400}{2}}{3500 - \frac{500}{2} \cdot \frac{400}{2}}$$

$$= 1,159$$

Perhitungan nilai h_{min} dicari mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2 yang diperlihatkan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Ketebalan *Minimum* Pelat Dua Arah *Nonprategang* dengan Balok di Antara Tumpuan pada Semua Sisinya

$\alpha_{fm}^{[1]}$	$h_{\text{minimum, mm}}$		
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku		(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 0,2$	Terbesar dari:	$\frac{l_n (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$	(b) ^{[2],[3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 0,2$	Terbesar dari:	$\frac{l_n (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2],[3]}
		90	(e)

(Sumber: Diolah dari SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2)

Karena $\alpha_{fm} > 2,0$, maka nilai h_{min} dicari menggunakan persamaan:

$$h_{min} = \frac{l_n (0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{4000 - \frac{400}{2} \cdot \frac{400}{2} \times (0,8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9(1,159)}$$

$$= 85,28 \text{ mm}$$

$$= 120 \text{ mm}$$

Berdasarkan Tabel 4.1, h_{min} untuk $\alpha_{fm} > 2$ adalah 90 mm, maka tebal pelat yang digunakan untuk perencanaan gedung ini sesuai dengan persyaratan SNI 2847:2019 Tabel 8.3.1.2 tentang ketebalan *minimum* pelat dua arah *nonprategang* dengan balok



di antara tumpuan pada semua sisinya, sehingga tebal pelat yang digunakan adalah 120 mm.

4.1.5. Preliminary Design Kolom

Preliminary design kolom bertujuan untuk menentukan dimensi kolom yang akan digunakan pada gedung dalam menahan beban aksial yang bekerja. Beban mati direncanakan berdasarkan SNI 1726:1989 dan beban hidup direncanakan berdasarkan SNI 1726:2020. Terdapat dua jenis beban mati dan beban hidup pada pelat, yaitu pada pelat atap dan pelat lantai. Beban mati dan beban hidup pada pelat atap diuraikan pada Tabel 4.2 dan Tabel 4.3.

Tabel 4.2 Beban Mati Pada Pelat Atap

Beban Mati Pelat Atap							
No	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Beban (kg/m ²)	Berat (kg)
1	BI P	0,5	0,7	(4 × 2)	2400		6720
2	BI L	0,4	0,6	(3,5 × 2)	2400		4032
3	BA P	0,4	0,55	(4 × 2)	2400		4224
4	BA L	0,4	0,55	(3,5 × 2)	2400		3696
5	Pelat Atap (12 cm)	(3,5 × 2)	0,12	(4 × 2)	2400		16128
6	Spesi (1 cm)	(3,5 × 2)		(4 × 2)		21	1176
7	Plafon	(3,5 × 2)		(4 × 2)		11	616
8	Penggantung	(3,5 × 2)		(4 × 2)		7	392
9	<i>Ducting & Plumbing</i>	(3,5 × 2)		(4 × 2)		30	1680
Total							38664

Tabel 4.3 Beban Hidup Pada Pelat Atap

Beban Hidup Pelat Atap							
No	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Beban (kg/m ²)	Berat (kg)
1	Atap Bangunan	(3,5 × 2)		(4 × 2)		96	5376
Total							5376

Beban hidup dan beban mati pada pelat lantai diuraikan pada Tabel 4.4 dan Tabel 4.5.

Tabel 4.4 Beban Mati Pada Pelat Lantai

Beban Mati Pelat Lantai							
No	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Beban (kg/m ²)	Berat (kg)
1	BI P	0,5	0,7	(4 × 2)	2400		6720
2	BI L	0,4	0,6	(3,5 × 2)	2400		4032
3	BA P	0,4	0,55	(4 × 2)	2400		4224



Tabel 4.4 Beban Mati Pada Pelat Lantai (Lanjutan)

4	BA L	0,4	0,55	(3,5 × 2)	2400		3696
5	Pelat Lantai (12 cm)	(3,5 × 2)	0,12		2400		16128
6	Spesi (1 cm)	(3,5 × 2)		(4 × 2)		21	1176
7	Plafon	(3,5 × 2)		(4 × 2)		11	616
8	Penggantung	(3,5 × 2)		(4 × 2)		7	392
9	<i>Ducting & Plumbing</i>	(3,5 × 2)		(4 × 2)		30	1680
10	Dinding	(3,5 × 2)		(4 × 2)		250	14000
11	Ubin	(3,5 × 2)		(4 × 2)		24	1344
Total							54008

Tabel 4.5 Beban Hidup pada Pelat Lantai

Beban Hidup Pelat Lantai							
No	Keterangan	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat Jenis (kg/m ³)	Beban (kg/m ²)	Berat (kg)
1	Lantai Bangunan (Rumah Sakit)	(3,5 × 2)		(4 × 2)		383	21448
Total							21448

1. Pembebanan kolom lantai satu – atap:

Beban mati pada 1 lantai = 54008 kg

Beban mati pada 9 lantai = 486072 kg

Beban hidup pada 1 lantai = 21448 kg

Beban hidup pada 9 lantai = 193032 kg

Beban mati pada atap = 38664 kg

Beban hidup pada atap = 5376 kg

Sehingga, beban kombinasi yang bekerja pada kolom:

$$q_{DL} \text{ total} = 486072 + 38664 \\ = 524736 \text{ kg}$$

$$q_{LL} \text{ total} = 193032 + 5376 \\ = 198408 \text{ kg}$$

Berdasarkan SNI 1727:2020 Pasal 4.7.2, koefisien reduksi untuk beban hidup menggunakan persamaan berikut:

$$L = L_o \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \\ = 198408 \text{ kg} \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 56}} \right) \\ = 110185,1 \text{ kg}$$

Sehingga beban hidup yang digunakan sebesar 110185,1 kg. Untuk komponen



struktur bertulang, berdasarkan SNI 2847:2019 Tabel 21.2.1 faktor reduksi kekuatan (ϕ) diambil 0,65.

2. Perhitungan Kolom

Berat total pada pelat lantai berukuran 8×7 m

$$q_{DL} \text{ (Berat total beban mati)} = 524736 \text{ kg}$$

$$q_{LL} \text{ (Berat total beban hidup)} = 110185,1 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2q_{DL} + 1,6q_{LL} \\ &= 1,2(524736) + 1,6(110185,1) \\ &= 805979,333 \text{ kg} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} f_c' &= 24,9 \text{ MPa} \\ &= 253,9093 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rencana awal } A &= \frac{W}{\phi \times f_c'} \\ &= \frac{805979,333}{0,65 \times 253,9093} \\ &= 4883,49 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dimensi awal } b^2 &= A \\ b^2 &= 4883,49 \text{ cm}^2 \\ b &= \sqrt{4883,49} \\ b &= 69,88 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm} \end{aligned}$$

Maka dimensi kolom yang akan digunakan dalam perencanaan yaitu sebesar 70×70 cm.

3. Hasil *preliminary design* kolom dievaluasi berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2 mengenai batasan dimensi dalam poin 18.7.2.1 yang berisi kolom-kolom harus memenuhi a) dan b):

- Dimensi penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak kurang dari 300 mm
- Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus tidak kurang dari 0,4

Kolom yang digunakan 700×700 mm, maka berdasarkan peraturan:

- Ukuran penampang terkecil kolom > 300 mm



$$700 \text{ mm} > 300 \text{ mm (OK)}$$

b. Rasio ukuran kolom tidak boleh $< 0,4$

$$700/700 = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

Pada saat menganalisis gaya-gaya dalam pada *software SAP2000*, jika suatu kolom tidak memenuhi syarat setelah mendapat beban, kolom dapat diubah ukurannya dengan memperhatikan batas-batas yang ditentukan dalam peraturan SNI 2847:2019.

4.1.6. Preliminary Design Tangga

Menurut SNI 03-2847-2002 lebar tangga untuk bangunan umum yang akan dilalui banyak orang berkisar antara 120-160 cm. Panjang pijakan datar (*riser* atau *antrade*) berkisar antara 20-30 cm, dan untuk tinggi pijakan (*optrade*) berkisar antara 15-22 cm, serta sudut kemiringan tangga yang optimal berkisar antara 25-40°. Berikut perhitungan *preliminary design* pada tangga dan bordes:

1. Data perencanaan tangga

Tinggi lantai	= 420 cm
Lebar tangga	= 140 cm
Elevasi 1	= 210 cm
Panjang bordes	= 280 cm
Tinggi anak tangga (<i>Optrade</i>)	= 17,5 cm ; syarat $16 \text{ cm} \leq O \leq 20 \text{ cm}$
Lebar anak tangga (<i>Antrade</i>)	= 30 cm ; syarat $26 \text{ cm} \leq O \leq 30 \text{ cm}$
Jumlah anak tangga	= $\frac{420}{20} - 1 = 23$ Anak Tangga
Jumlah <i>optrade</i>	= $\frac{210 \text{ cm}}{17,5 \text{ cm}} = 12$ buah
Jumlah <i>antrade</i>	= $12 - 1 = 11$ buah

Syarat:

$A + 2 \times O$	= 65 - 75 cm	
$30 + (2 \times 17,5)$	= 65 - 75 cm	
65	= 65 - 75 cm	→ Aman

2. Perhitungan tebal pelat tangga

Sudut kemiringan tangga (α)

$$\alpha = \text{arc tan} \left(\frac{\text{Tinggi Optrade}}{\text{Lebar Antrade}} \right)$$

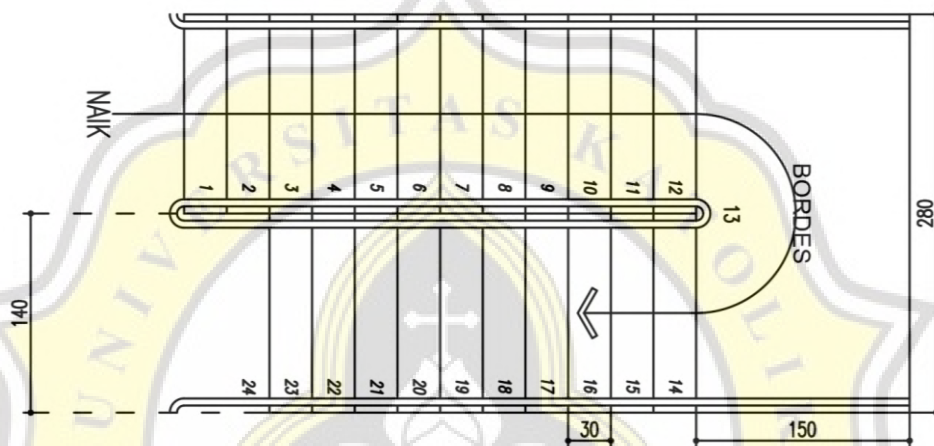


$$\alpha = \arctan\left(\frac{17,5}{30}\right)$$

$$\alpha = 30,26^\circ \approx 30^\circ$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal Pelat Tangga } (h_{min}) &= \frac{H / \sin \alpha}{\text{Lebar Antrade}} \\ &= \frac{210 \text{ cm} / \sin 30^\circ}{30} \\ &= 12,94 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

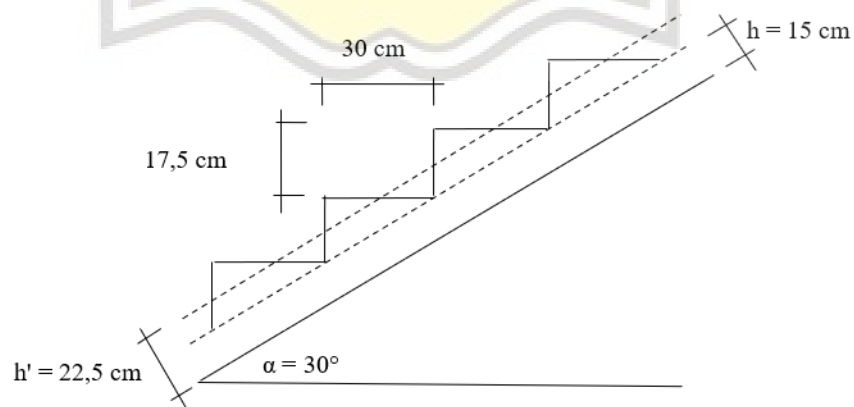


Gambar 4.8. *Design* Dimensi Tangga

Pada pelat tangga digunakan $h = 15 \text{ cm}$ sesuai perhitungan sebelumnya:

$$\begin{aligned} h' &= h + \left(\frac{\text{Optrade}}{2}\right) \times \cos \alpha \\ &= 15 + \left(\frac{17,5}{2}\right) \times \cos 30^\circ \\ &= 22,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sehingga, tebal anak tangga yang digunakan $= 22,5 \text{ cm} - 15 \text{ cm} = 7,5 \text{ cm}$



Gambar 4.9. Detail Dimensi Pelat Tangga



4.1.7. Data Efektif yang Digunakan pada *Software SAP2000*

Setelah tahap awal perancangan, dimensi yang telah diperhitungkan dimasukkan ke dalam program *SAP2000*. Berikut adalah ukuran-ukuran yang efektif dan akan digunakan:

Balok induk memanjang	= 50 × 70 cm
Balok induk melintang	= 40 × 60 cm
Balok anak	= 40 × 55 cm
Tebal pelat lantai	= 12 cm
Tebal pelat atap	= 10 cm
Kolom	= 70 × 70 cm
<i>Optrade</i> Tangga	= 17,5 cm
<i>Antrade</i> Tangga	= 30 cm

4.2. Konfigurasi Pembebanan

Konfigurasi pembebanan meliputi proses analisis yang pada prinsipnya adalah meninjau respon struktur terhadap beban-beban yang bekerja. Tujuannya adalah untuk menentukan tegangan atau gaya-gaya yang bekerja pada elemen struktur akibat pembebanan yang terjadi (Sutanto dkk, 2014). Beban hidup terbesar pada lantai rumah sakit diambil berdasarkan SNI 1727:2020 pada tabel 4.3-1 yaitu sebesar 3,83 kN/m² atau 383 kg/m². Adapun beban yang diperhitungkan adalah:

a. Beban Vertikal

Beban vertikal terdiri dari:

- a.1. Beban mati, berupa berat sendiri struktur ditambah dengan komponen-komponen lain yang berhubungan dengannya,
- a.2. Beban hidup, berupa beban bergerak yang berasal dari berat orang-orang ataupun berat benda bergerak lainnya.

b. Beban horizontal

Beban horizontal terdiri dari:

Beban gempa, yaitu semua beban statis ekuivalen yang bekerja pada struktur yang terjadi akibat pengaruh pergerakan tanah karena adanya gempa.



Metode LRFD adalah suatu teknik perencanaan yang merujuk pada batas-batas kondisi, atau *limit state design*. Metode ini mengukur kekuatan pada kondisi *ultimate*, atau kekuatan maksimum yang dapat ditahan sebelum terjadi kerusakan. Untuk mencapai tujuan ini, hasil analisis linier elastis dikalikan dengan faktor beban, yang ditentukan berdasarkan probabilitas risiko yang terjadi. Dalam metode ini, faktor statistik digunakan untuk mendapatkan *reliability* yang sama pada setiap kondisi beban. (Cahya, 2014).

Pada konfigurasi pembebanan dilakukan analisis pembebanan menggunakan acuan SNI 1727:2020 untuk melihat beban dominan yang bekerja pada struktur, yaitu beban hidup dan beban mati yang nantinya akan dianalisis menggunakan *software SAP2000*. Berikut merupakan perhitungan pembebanan yang akan diaplikasikan pada elemen struktur bangunan yang akan dimodelkan:

1. Pembebanan struktur pelat

Beban utama yang mempengaruhi struktur pelat adalah beban hidup dan beban mati yang diperhitungkan sebagai berikut:

1.1. Pembebanan pada pelat lantai 1-9

a. Beban mati

$$\begin{aligned} \text{a.1. Berat sendiri pelat lantai (0,12 m)} &= \text{tebal pelat} \times \gamma \text{ beton} \\ &= 0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 288 \text{ kg/m}^3 \\ \text{a.2. Beban plafon dan penggantung} &= 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{a.3. Beban keramik dan spesi} &= 45 \text{ kg/m}^2 \\ \text{a.4. Beban MEP} &= 64 \text{ kg/m}^2 \\ \text{a.5. Beban pasir (0,05 m)} &= \text{berat} \times \text{tebal} \\ &= 1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m} \\ &= 90 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban mati total (} q_{DL} \text{)} = 505 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban hidup

$$\text{Beban hidup lantai rumah sakit (} q_{LL} \text{)} = 383 \text{ kg/m}^2$$

c. Beban *ultimate*

$$q_{ul} = 1,4 \times q_{DL}$$



$$\begin{aligned} &= 1,4 \times 505 \text{ kg/m}^2 \\ &= 707 \text{ kg/m}^2 \\ q_{u2} &= (1,2 \times q_{DL}) + (1,6 \times q_{LL}) \\ &= (1,2 \times 505) + (1,6 \times 383) \\ &= 1218,8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai kombinasi beban ke-2 (q_{u2}) merupakan kombinasi beban yang menghasilkan nilai beban terbesar, maka nilai tersebut menjadi nilai *input* beban pada analisis struktur.

1.2. Pembebanan pada pelat atap

a. Beban mati

$$\begin{aligned} \text{a.1. Berat sendiri pelat atap (0,10 m)} &= \text{tebal pelat} \times \gamma \text{ beton} \\ &= 0,1 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 240 \text{ kg/m}^2 \\ \text{a.2. Beban plafon dan penggantung} &= 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{a.3. Beban MEP} &= 64 \text{ kg/m}^2 \\ \text{a.4. Beban waterproofing} &= 5 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban mati total (q}_{DL}\text{)} &= 327 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Beban hidup

$$\text{Beban hidup atap (q}_{LL}\text{)} = 96 \text{ kg/m}^2$$

c. Beban *ultimate*

$$\begin{aligned} q_{u1} &= 1,4 \times q_{DL} \\ &= 1,4 \times 327 \text{ kg/m}^2 \\ &= 457,8 \text{ kg/m}^2 \\ q_{u2} &= (1,2 \times q_{DL}) + (1,6 \times q_{LL}) \\ &= (1,2 \times 327) + (1,6 \times 96) \\ &= 546 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai kombinasi beban ke-2 (q_{u2}) merupakan kombinasi beban yang menghasilkan nilai beban terbesar, maka nilai tersebut menjadi nilai *input* beban pada analisis struktur.

2. Pembebanan struktur balok

Pada struktur balok, pembebanan dilakukan untuk meninjau beban utama yang



mempengaruhi balok. Struktur balok terdiri dari balok utama dan balok anak.

Perhitungan pembebanan struktur balok diperhitungkan sebagai berikut:

2.1. Perhitungan struktur balok induk memanjang

a. Beban mati

a.1. Berat sendiri balok induk memanjang = dimensi balok \times γ beton
= $(0,5 \times 0,7) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
= 840 kg/m

a.2. Beban dinding setengah bata = 250 kg/m²

a.3. Beban dinding 1 lantai = $4,2 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2$
= 1050 kg/m

Beban mati total (q_{DL}) = 1890 kg/m

b. Beban *ultimate*

q_u = $1,4 \times q_{DL}$
= $1,4 \times 1890 \text{ kg/m}$
= 2648 kg/m

2.2. Perhitungan struktur balok induk melintang

a. Beban mati

a.1. Berat sendiri balok induk melintang = dimensi balok \times γ beton
= $(0,4 \times 0,6) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
= 576 kg/m

a.2. Beban dinding setengah bata = 250 kg/m²

a.3. Beban dinding 1 lantai = $4,2 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2$
= 1050 kg/m

Beban mati total (q_{DL}) = 1626 kg/m

b. Beban *ultimate*

q_u = $1,4 \times q_{DL}$
= $1,4 \times 1626 \text{ kg/m}$
= 2276,4 kg/m

2.3. Perhitungan struktur balok anak

a. Beban mati

a.1. Berat sendiri balok induk melintang (q_{DL}) = dimensi balok \times γ beton



$$\begin{aligned} &= (0,4 \times 0,55) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 528 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Beban *ultimate*

$$\begin{aligned} q_u &= 1,4 \times q_{DL} \\ &= 1,4 \times 528 \text{ kg/m} \\ &= 739,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

3. Pembebanan struktur pelat tangga dan pelat bordes

Struktur pelat tangga dan pelat bordes diberikan pembebanan dari beban hidup dan beban mati, yang kemudian akan dikombinasikan menjadi beban *ultimate*.

3.1. Pelat tangga

a. Beban mati

a.1. Berat Sendiri (q_{DL})

$$\begin{aligned} &= t \text{ pelat tangga} \times \gamma \\ &= 22,5 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 540 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Beban hidup

Beban hidup tangga (q_{LL})

$$= 300 \text{ kg/m}^2$$

c. Beban *Ultimate*

$$\begin{aligned} q_{u1} &= 1,4 \times W_{DL} \\ &= 1,4 \times 540 \text{ kg/m}^2 \\ &= 1069,09 \text{ kg/m}^2 \\ q_{u2} &= (1,2 \times W_{DL}) + (1,6 \times W_{LL}) \\ &= (1,2 \times 540) + (1,6 \times 300) \\ &= 1128 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai kombinasi beban ke-2 (q_{u2}) merupakan kombinasi beban yang menghasilkan nilai beban terbesar, maka nilai tersebut menjadi nilai *input* beban pada analisis struktur.

3.2. Pelat bordes

a. Beban mati

Berat Sendiri (q_{DL})

$$\begin{aligned} &= t \text{ pelat bordes} \times \gamma \\ &= 0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 288 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$



b. Beban hidup

$$\text{Beban hidup tangga } (q_{LL}) = 300 \text{ kg/m}^2$$

c. Beban *Ultimate*

$$\begin{aligned} q_{u1} &= 1,4 \times q_{DL} \\ &= 1,4 \times 288 \text{ kg/m}^2 \\ &= 403,20 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{u2} &= (1,2 \times q_{DL}) + (1,6 \times q_{LL}) \\ &= (1,2 \times 288) + (1,6 \times 300) \\ &= 825,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Karena nilai kombinasi beban ke-2 (q_{u2}) merupakan kombinasi beban yang menghasilkan nilai beban terbesar, maka nilai tersebut menjadi nilai *input* beban pada analisis struktur.

4.3. Analisis Pemodelan pada *Software SAP2000*

Setelah melakukan perhitungan beban pada elemen-elemen struktur, langkah berikutnya adalah memasukkan hasil perhitungan tersebut ke dalam *software SAP2000*. Hasil perhitungan tersebut akan digunakan untuk melakukan analisis struktur awal sebelum dilakukan penguatan struktur terhadap gempa menggunakan *bracing* dan *shear wall*. Rekapitulasi hasil perhitungan pembebanan dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Data Rekapitulasi Pembebanan

Letak Pembebanan	Lantai 1 - 9	Lantai Atap
Pembebanan struktur pelat lantai		
Beban mati (q_{DL})	505 kg/m ²	327 kg/m ²
Beban hidup (q_{LL})	383 kg/m ²	96 kg/m ²
Beban <i>ultimate</i> (q_u)	1218,8 kg/m ²	546 kg/m ²
Pembebanan struktur balok induk memanjang		
Beban mati (q_{DL})	1890 kg/m	
Beban <i>ultimate</i> (q_u)	2646 kg/m	
Pembebanan struktur balok induk melintang		
Beban mati (q_{DL})	1626 kg/m	
Beban <i>ultimate</i> (q_u)	2276,4 kg/m	
Pembebanan struktur balok anak		
Beban mati (q_{DL})	528 kg/m	
Beban <i>ultimate</i> (q_u)	739 kg/m	

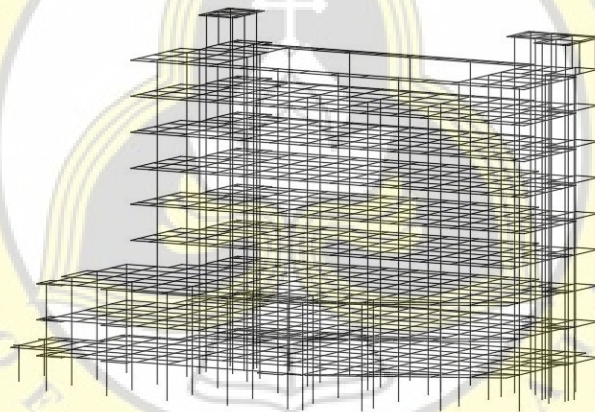


Tabel 4.6 Data Rekapitulasi Pembebanan (Lanjutan)

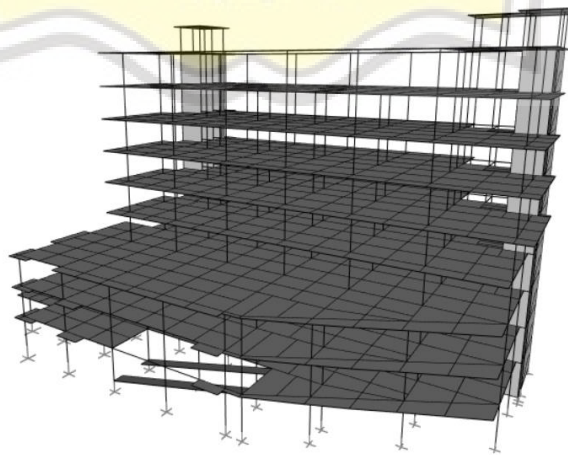
Pembebanan struktur pelat tangga		
Beban mati total (q_{DL})	540 kg/m ²	
Beban hidup total (q_{LL})	300 kg/m ²	
Beban <i>ultimate</i> (q_u)	1128 kg/m ²	
Pembebanan struktur pelat bordes		
Beban mati total (q_{DL})	288 kg/m ²	
Beban hidup total (q_{LL})	300 kg/m ²	
Beban <i>ultimate</i> (q_u)	825,6 kg/m ²	

4.3.1. Pemodelan Struktur Awal

Pada tahap ini, langkah yang diambil adalah dengan cara memasukkan gambar pemodelan yang sudah dibuat sebelumnya dari AutoCAD ke dalam *software* SAP2000. Gambar pemodelan pada AutoCAD diperlihatkan pada Gambar 4.10 dan pemodelan yang diimport pada SAP2000 diperlihatkan pada Gambar 4.11.



Gambar 4.10 Pemodelan Pada AutoCAD 3D



Gambar 4.11 Pemodelan Pada SAP2000

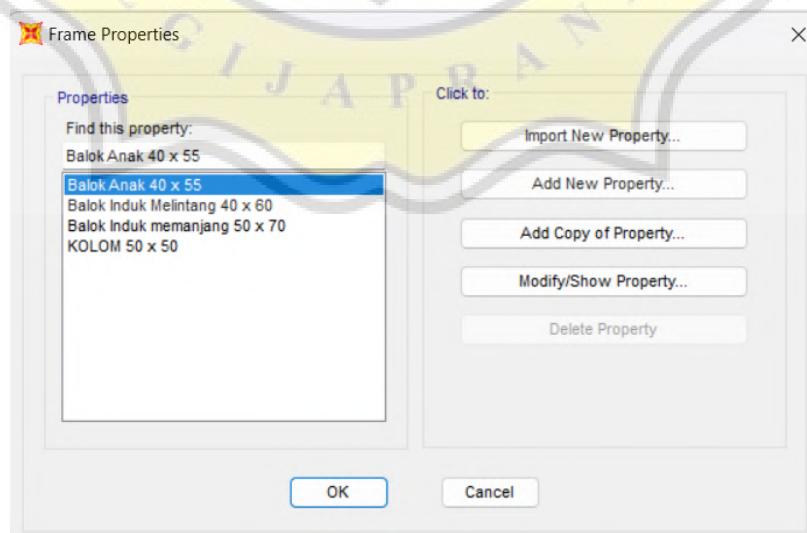


4.3.2. *Input Material*

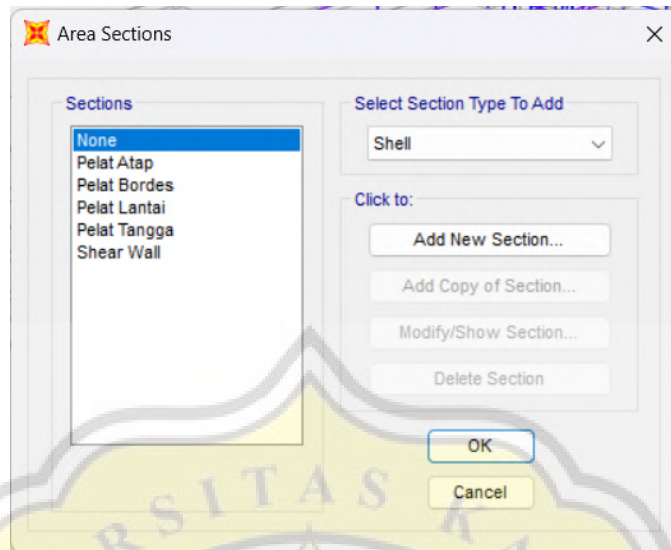
Pada tahap *input material*, dilakukan pembuatan material yang digunakan dalam struktur gedung. Hal ini merupakan langkah awal dalam menganalisis struktur gedung. Hasil analisis yang dilakukan yaitu mencari nilai gaya dalam untuk perhitungan tulangan, sehingga pada *input material* yang dimasukkan hanya mutu beton. Perencanaan pada tugas akhir ini menggunakan mutu beton $f_c' = 24,9$ MPa. *Input material* dilakukan dengan membuka menu *define – material* kemudian memasukkan data material-material yang digunakan.

4.3.3. *Input Frame Property dan Area Section*

Langkah untuk melakukan *input frame property* adalah dengan memasukkan dimensi elemen struktur seperti balok dan kolom yang telah dihitung pada tahap *preliminary design* ke dalam *software SAP2000* melalui menu *define-section properties-frame section*. Dimensi elemen struktur yang diinputkan meliputi balok induk memanjang dengan dimensi 50 cm × 70 cm, balok induk melintang dengan dimensi 40 cm × 60 cm, balok anak dengan dimensi 40 cm × 55 cm, dan kolom dengan dimensi 70 cm × 70 cm. Selain itu, pada tahap *area section*, dilakukan input dimensi pelat lantai setebal 12 cm, pelat atap setebal 10 cm, dan *shear wall* setebal 35 cm. langkah tersebut dilakukan dengan menu *define-section properties-area section*. *Frame property* kolom dan balok dan *area section* pelat lantai dan pelat atap diperlihatkan pada Gambar 4.12 dan Gambar 4.13.



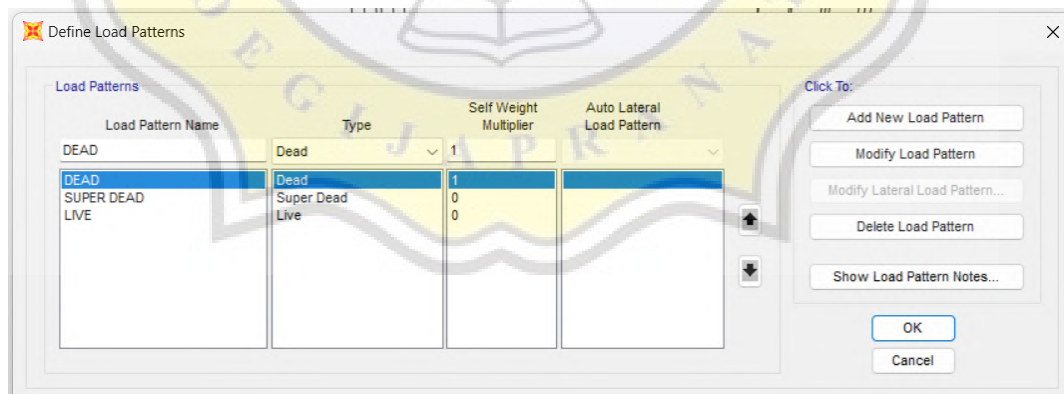
Gambar 4.12 *Frame Property* Kolom dan Balok



Gambar 4.13 *Area Sections* Pelat Lantai, Pelat Atap dan *Shear Wall*

4.3.4. *Input Load Pattern* dan *Load Combination*

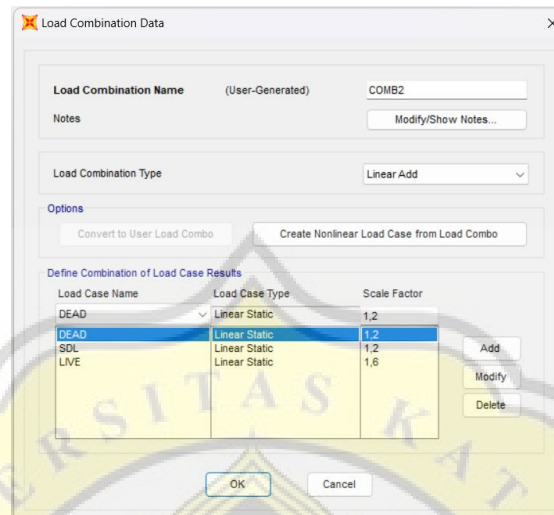
Tahap *input load pattern* adalah langkah memasukkan jenis-jenis pembebanan yang telah dihitung sebelumnya ke dalam pemodelan struktur pada *software SAP2000*. Pada tahap ini, beban-beban tersebut dikelompokkan menjadi beban mati dan beban hidup yang akan diberikan pada pemodelan struktur. *Input load pattern* dilakukan melalui menu *define-load pattern* di *software SAP2000*. *Load pattern* pada perencanaan ini diperlihatkan pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14. *Load Pattern*

Langkah selanjutnya adalah memasukkan kombinasi pembebanan pada tahap input *load combination*. Kombinasi pembebanan tersebut didasarkan pada SNI 1726:2019 yang telah dijelaskan sebelumnya pada Bab 2. Tahap tersebut dilakukan

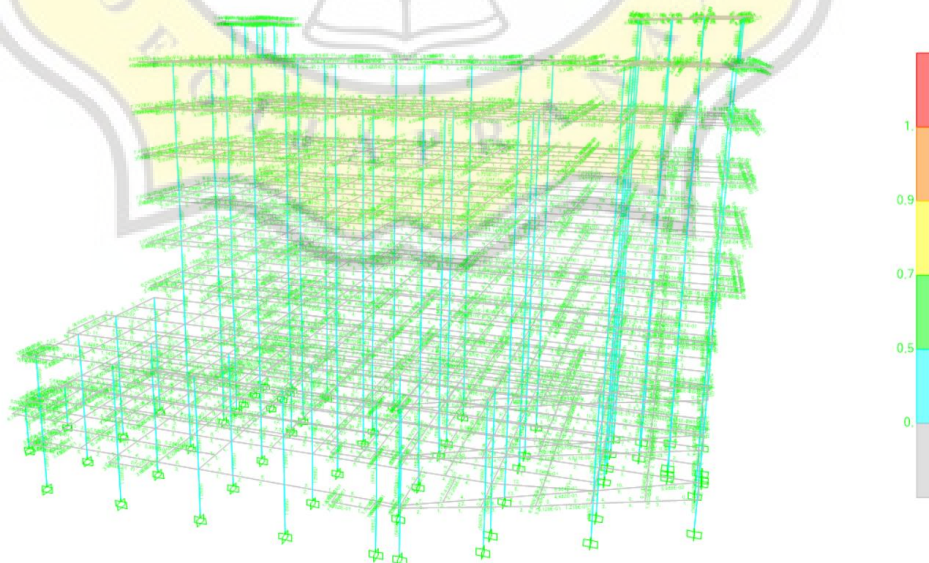
pada menu *define – load combinations*. Contoh *load combination* yang dipakai dalam perhitungan pada *software SAP2000* diperlihatkan pada Gambar 4.15.



Gambar 4.15. *Load Combination*

4.3.5. *Input Pembebanan*

Setelah semua dilakukan, selanjutnya adalah memasukkan pembebanan pada struktur. Pada perencanaan ini dilakukan pemberian dua jenis beban, yaitu pembebanan yang sudah direkap pada Tabel 4.6. Tujuan dilakukan *input* pembebanan adalah agar dapat melihat hasil analisis struktur gedung telah direncanakan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.16.



Gambar 4.16. Hasil Analisis dari *SAP2000*



Berdasarkan hasil analisis dari *software SAP2000* pada Gambar 4.12, struktur tersebut berwarna abu-abu, biru dan hijau, sehingga dinyatakan aman dalam menopang beban-beban yang telah direncanakan.

4.4. Kontrol Dimensi Untuk Perhitungan Tulangan

Setelah melakukan analisis menggunakan *software SAP2000*, diperoleh hasil berupa gaya dalam seperti gaya geser dasar, gaya aksial, gaya geser dan momen. Berdasarkan hasil tersebut, selanjutnya dilakukan perhitungan tulangan yang perlu digunakan pada struktur, seperti jumlah tulangan yang dibutuhkan, ukuran tulangan, serta jarak antar tulangan yang disesuaikan dengan peraturan dan standar yang berlaku yang akan dijabarkan sebagai berikut:

4.4.1. Pelat Lantai

Penulangan pelat lantai dapat dihitung berdasarkan *moment* yang terdistribusi ke dalam struktur pelat lantai. Perhitungan pelat lantai ini mengacu pada Peraturan Beton Bertulang 1971. Berikut tahapan perhitungan penulangan pelat lantai:

1. Data

Tebal pelat (t)	= 12 cm	= 120 mm
l_x (panjang sisi pelat arah melintang)	= 7 m	
l_y (panjang sisi pelat arah memanjang)	= 8 m	
Mutu beton (f_c')	= 24,9 MPa	
Tebal selimut beton	= 4 cm	= 40 mm
q_u (beban <i>ultimate</i>)	= 1218,8 kg/m ²	
Asumsi tulangan (D)	= 13 mm	

2. Perhitungan *moment*

Perencanaan tulangan pada pelat lantai digunakan tulangan ulir diameter Ø13 mm. Rasio pelat lantai pada pelat arah memanjang dan arah melintang yaitu:

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{8}{7} = 1,143$$

Perhitungan *moment* pelat lantai mengacu pada PBI 1971 Tabel 13.3.1 yang diperlihatkan pada Tabel 4.7.



ly/lx		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5
I	(Mlx) = 0,001 qlx ² X	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	(Mly) = 0,001 qly ² X	44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	32	32	25
II	(Mlx) = - 0,001 qlx ² X	36	42	46	50	53	56	58	59	60	61	62	62	62	63	63	63	63
	(Mly) = 0,001 qly ² X	36	37	38	38	38	37	36	36	35	35	35	34	34	34	34	34	34
III	(Mlx) = - 0,001 qlx ² X	48	55	61	67	71	76	79	82	84	86	88	89	90	91	92	92	94
	(Mly) = 0,001 qly ² X	48	50	51	51	51	51	51	50	50	49	49	49	48	48	47	47	47
IVA	(Mlx) = 0,001 qlx ² X	22	28	34	41	48	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	(Mly) = 0,001 qly ² X	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79	79	79	79	79	79	79
IVB	(Mlx) = - 0,001 qlx ² X	51	54	57	59	60	61	62	62	63	63	63	63	63	63	63	63	63
	(Mly) = 0,001 qly ² X	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	13
VA	(Mlx) = 0,001 qlx ² X	31	38	45	53	59	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	(Mly) = 0,001 qly ² X	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80	80	79	79	79	79	79
VB	(Mlx) = - 0,001 qlx ² X	60	66	71	76	79	82	85	87	88	89	90	91	91	92	92	93	94
	(Mly) = 0,001 qly ² X	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	12
VIA	(Mlx) = 0,001 qlx ² X	38	46	53	59	65	69	73	77	80	83	85	86	87	88	89	90	94
	(Mly) = 0,001 qly ² X	43	46	48	50	51	51	51	50	50	50	49	49	49	48	48	48	48
VIB	(Mlx) = - 0,001 qlx ² X	13	48	51	55	57	58	60	61	62	62	62	63	63	63	63	63	63
	(Mly) = 0,001 qly ² X	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	33	33	33	33	33
	(Mly) = 0,001 qly ² X	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	33	33	33	33	38

Tabel 4.7 *Moment* Di Dalam Pelat Persegi Yang Menumpu Pada Keempat Tepinya Akibat Beban Terbagi Rata (Sumber: PBI, 1971)

Berdasarkan Tabel 4.7, maka perhitungan koefisien pada pelat untuk $\frac{l_y}{l_x} = 1,143$ adalah:

Koefisien X1 pada M_{lx} yaitu:

$$X1 = \frac{(x2-x1)(y3-y1)}{(x3-x1)} + y1$$

$$X1 = \frac{(1,143-1,1)(46-42)}{(1,2-1,2)} + 42$$

$$X1 = 43,714$$

Koefisien X2 pada M_{ly} yaitu:

$$X2 = \frac{(x2-x1)(y3-y1)}{(x3-x1)} + y1$$

$$X2 = \frac{(1,143-1,1)(38-37)}{(1,2-1,2)} + 37$$

$$X2 = 37,429$$

Koefisien X3 pada M_{ty} yaitu:

$$X3 = \frac{(x2-x1)(y3-y1)}{(x3-x1)} + y1$$

$$X3 = \frac{(1,143-1,1)(38-37)}{(1,2-1,2)} + 37$$

$$X3 = 37,429$$

Sehingga perhitungan *moment* pada pelat lantai:

$$M_{lx} = 0,001 \times 1218,8 \times 7^2 \times 43,714$$

$$= 2610,67 \text{ kg.m}$$



$$M_{ly} = 0,001 \times 1218,8 \times 7^2 \times 37,429$$

$$= 2235,279 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,001 \times 1218,8 \times 7^2 \times 37,429$$

$$= 2235,279 \text{ kg.m}$$

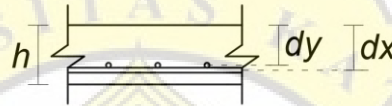
Nilai perhitungan *moment* M_{ux} dan M_{uy} diambil yang terbesar, sehingga:

$$M_{ux} = 2610,67 \text{ kg.m} = 26106696 \text{ N.mm} \quad (\text{tulangan arah Y})$$

$$M_{uy} = 2235,279 \text{ kg.m} = 22353792 \text{ N.mm} \quad (\text{tulangan arah X})$$

3. Desain tulangan lentur dan tulangan susut

Pada Gambar 4.17 diperlihatkan sketsa penulangan pelat lantai.



Gambar 4.17. Sketsa Penulangan Pelat Lantai Arah X dan Y

a. Tulangan arah X

$$dx = h - ts - \frac{\phi \text{ tulangan lentur}}{2}$$

$$= 120 - 40 - \left(\frac{13}{2}\right)$$

$$= 73,5 \text{ mm}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi}$$

$$= \frac{22352792}{0,9}$$

$$= 24836436 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_{ny}}{b \times dx^2}$$

$$= \frac{24836436}{1000 \times 73,5^2}$$

$$= 4,597$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c}$$

$$= \frac{420}{0,85 \times 24,9}$$

$$= 19,844$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$$



$$= \frac{1}{19,844} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,944 \times 4,597}{420}} \right)$$

$$= 0,0125$$

Perhitungan $A_{s,min}$ mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 8.6.1.1 untuk pelat dua arah *nonprategang* yang diperlihatkan pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 $A_{s,min}$ Untuk Pelat Dua Arah *Nonprategang*

Jenis Tulangan	f_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²
Batang ulir	< 420	$0,0020A_g$
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari:
		$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
		$0,0014A_g$

(Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 8.6.1.1)

Karena $f_y \geq 420$ MPa, maka:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \times 420}{420}$$

$$= 0,0018$$

$$\text{atau } \rho_{min} = 0,0014$$

Nilai ρ diambil maximum = 0,0125

$$A_{sh} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0125 \times 1000 \times 73,5$$

$$= 918,415 \text{ mm}^2$$

Untuk jarak antar tulangan mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 yang menjelaskan spasi maksimum s untuk tulangan ulir harus kurang dari $3h$ dan 450 mm.

$$s = 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s = 3 (120) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s = 360 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

s digunakan 140 mm

kontrol A_s perlu:

$$A_{sp} = \frac{b}{s} \times \frac{\pi \times D^2}{4}$$

$$= \frac{1000}{140} \times \frac{3,14 \times 13^2}{4}$$

$$= 947,607 \text{ mm}^2$$

$$A_{sp} > A_{sh}$$



$$947,607 > 918,415 \text{ mm}^2 \quad (\mathbf{Aman})$$

Sehingga tulangan pelat lantai pada tulangan tumpuan dan lapangan pada arah X menggunakan $\emptyset 13 - 140 \text{ mm}$.

b. Tulangan arah Y

$$\begin{aligned} dy &= h - ts - \emptyset - \frac{\emptyset \text{ tulangan lentur}}{2} \\ &= 140 - 40 - 13 - \left(\frac{13}{2}\right) \\ &= 60,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{nx} &= \frac{M_{ux}}{\emptyset} \\ &= \frac{26106696}{0,9} \\ &= 29007440 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_{nx}}{b \times dx^2} \\ &= \frac{29007440}{1000 \times 60,5^2} \\ &= 7,925 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 24,9} \\ &= 19,844 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{19,844} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,844 \times 7,925}{420}}\right) \\ &= 0,0251 \end{aligned}$$

Karena $f_y \geq 420 \text{ MPa}$, maka:

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{0,0018 \times 420}{420} \\ &= 0,0018 \end{aligned}$$

$$\text{atau } \rho_{min} = 0,0014$$

Nilai ρ diambil maximum = 0,0251

$$\begin{aligned} A_{sh} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0251 \times 1000 \times 60,5 \end{aligned}$$



$$= 1520,963 \text{ mm}^2$$

Untuk jarak antar tulangan mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 7.7.2.3 yang menjelaskan spasi maksimum s untuk tulangan ulir harus kurang dari $3h$ dan 450 mm.

$$s = 3h \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s = 3 (120) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s = 360 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

s digunakan 80 mm

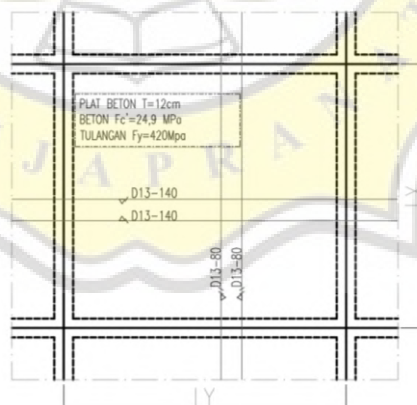
kontrol A_s perlu:

$$\begin{aligned} A_{sp} &= \frac{b}{s} \times \frac{\pi \times D^2}{4} \\ &= \frac{1000}{80} \times \frac{3,14 \times 13^2}{4} \\ &= 1658,313 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sp} > A_{sh} = 1658,313 > 1520,963 \text{ mm}^2 \quad \text{(Aman)}$$

Sehingga tulangan pelat lantai pada tulangan tumpuan dan lapangan pada arah Y menggunakan $\emptyset 13 - 80$ mm.

Maka, tulangan yang digunakan pada pelat lantai arah X yaitu $\emptyset 13 - 140$ mm, sedangkan tulangan untuk arah Y digunakan $\emptyset 13 - 80$ mm. Sketsa penulangan pada pelat lantai diperlihatkan pada Gambar 4.18.



Gambar 4.18. Sketsa Penulangan Pelat Lantai

4.4.2. Balok

Perhitungan untuk balok dilakukan dengan menggunakan dimensi yang telah dihitung pada tahap preliminary design sebelumnya. Sebagai contoh, perhitungan tulangan balok dilakukan dengan menggunakan dimensi balok induk memanjang



sebesar 50 x 70 cm. Untuk dimensi balok lainnya, informasinya akan dirangkum pada Tabel 4.9.

Perhitungan tulangan balok dijabarkan sebagai berikut:

1. Data balok

Kuat tekan beton (f_c') = 24,9 MPa

Tegangan leleh baja untuk tulangan lentur (f_y) = 420 MPa

Tegangan leleh baja untuk tulangan geser (f_y) = 420 MPa

Lebar balok (b) = 500 mm

Tinggi balok (h) = 700 mm

Diameter tulangan lentur (D) = 22 mm

Diameter tulangan geser (D) = 10 mm

Tebal bersih selimut beton (t_s) = 40 mm

Nilai *momentt* (M), gaya geser (V) dan gaya axial (P) yang digunakan berdasarkan hasil *SAP2000* yang diperlihatkan pada Gambar 4.19.

The image shows a series of seven tables from the SAP2000 software output, each representing a different type of internal force or moment. Each table has a title in red text and a corresponding data table with columns for Frame, Station, OutputCase, CaseType, P, V2, V3, T, M2, M3, and FrameElem. The data values are in KN and KN-m.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem
790	0	COMB2	Combination	-19,016	-223,059	1,83	19,1454	4,0602	-436,1606	790-1
1720	2	COMB2	Combination	-0,944	-48,081	0,179	0,3483	-0,0017	101,9796	1720-1
1269	3,27463	COMB2	Combination	0,822	47,724	1,131	55,5735	-1,9029	-52,8446	1269-1
56	4	COMB2	Combination	5,334	-70,976	-0,022	-18,9648	0,0022	249,342	56-1
1974	0	COMB1	Combination	-54,916	-164,406	0,171	118,0200	1,6989	-221,9139	1974-1
2037	0	COMB1	Combination	-16,923	-210,773	-4,69	-49,1208	-8,7707	-352,7855	2037-1
143	0	COMB2	Combination	101,173	-291,409	-3,295	29,2894	-3,3952	-372,5945	143-1

Gambar 4.19. *Output* Gaya Dalam Pada Balok Memanjang 50 x 70 cm



2. Perhitungan kebutuhan tulangan utama

Data perhitungan kebutuhan tulangan utama pada balok induk memanjang 50×70 cm sebagai berikut:

$$b = 500 \text{ mm} = 19,69 \text{ inci}$$

$$h = 700 \text{ mm} = 27,56 \text{ inci}$$

$$d' = 40 + 10 + (22/2) = 61 \text{ cm} = 2,4 \text{ inci}$$

$$d = 700 - 61 = 639 \text{ cm} = 25,157 \text{ inci}$$

$$f_c' = 24,9 \text{ MPa} = 3611,45 \text{ psi}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} = 60915,96 \text{ psi}$$

$$M_u \text{ Tumpuan (-)} = 436,1606 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ Tumpuan (+)} = 101,9796 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ Lapangan (-)} = 52,8446 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ Lapangan (+)} = 249,352 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 72,3476 \text{ kN}$$

$$V_u = 281,408 \text{ kN}$$

Selanjutnya mencari persentase maksimal (ρ_{max}) dan minimal (ρ_{min}) dari tulangan baja.

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,8 \beta f_c'}{f_y} \left(\frac{87000}{87000 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,8 \times 0,85 \times 3611,45}{60915,96} \left(\frac{87000}{87000 + 60915,96} \right) \\ &= 0,0237 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0237 \\ &= 0,0178 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min1} &= \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{3\sqrt{3611,45}}{60915,96} \\ &= 0,00296 \end{aligned}$$

$$\rho_{min2} = \frac{200}{f_y}$$



$$\begin{aligned} &= \frac{200}{60915,96} \\ &= 0,00328 \end{aligned}$$

Nilai ρ_{min} digunakan yang terbesar, sehingga digunakan $\rho_{min2} = 0,00328$

a. Perhitungan luas tulangan lentur bagian tumpuan

Tulangan tumpuan atas

$$M_u = 436,1606 \text{ kN.m} \quad = 321,6954845 \text{ ft-k}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 321,6954845 \times 1000)}{0,9 \times 19,69 \times 25,157^2} \\ &= 344,281 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{0,85 f_c'}{f_y} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{\beta f_c'}} \right) \\ &= \left(\frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 344,281}{0,85 \times 3611,45}} \right) \\ &= 0,00601 \end{aligned}$$

Karena nilai $\rho_{min} < \rho$, maka digunakan nilai $\rho = 0,00601$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00601 \times 19,69 \times 25,157 \\ &= 2,976 \text{ in}^2 \\ &= 1920,238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Mencoba menggunakan tulangan lentur atas berjumlah 6

$$\begin{aligned} A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 2279,64 \text{ mm}^2 > 1920,238 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

Jadi tulangan lentur bagian tumpuan atas digunakan 6D22.

Tulangan tumpuan bawah

$$M_u = 101,9796 \text{ kN.m} \quad = 75,216 \text{ ft-k}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 75,216 \times 1000)}{0,9 \times 19,69 \times 25,157^2} \\ &= 80,497 \text{ psi} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\rho &= \left(\frac{0,85 f_c'}{f_y}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{\beta f_c'}}\right) \\ &= \left(\frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 80,497}{0,85 \times 3611,45}}\right) \\ &= 0,00134\end{aligned}$$

Karena nilai $\rho_{min} > \rho$, maka digunakan nilai $\rho = 0,00328$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00328 \times 19,69 \times 25,157 \\ &= 1,6259 \text{ in}^2 \\ &= 1048,987 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Mencoba menggunakan tulangan lentur bawah berjumlah 3

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1139,82 \text{ mm}^2 > 1048,987 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

Jadi tulangan lentur bagian tumpuan bawah digunakan 3D22.

b. Perhitungan luas tulangan lentur bagian lapangan

Tulangan lapangan atas

$$M_u = 52,8446 \text{ kN.m} = 38,976 \text{ ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 38,976 \times 1000)}{0,9 \times 19,69 \times 25,157^2} \\ &= 41,713 \text{ psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \left(\frac{0,85 f_c'}{f_y}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{\beta f_c'}}\right) \\ &= \left(\frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 41,713}{0,85 \times 3611,45}}\right) \\ &= 0,00068\end{aligned}$$

Karena nilai $\rho_{min} > \rho$, maka digunakan nilai $\rho_{min} = 0,00328$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00328 \times 19,69 \times 25,157 \\ &= 1,6259 \text{ in}^2 \\ &= 1048,987 \text{ mm}^2\end{aligned}$$



Mencoba menggunakan tulangan lentur berjumlah 3

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 3 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1139,82 \text{ mm}^2 > 1048,987 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

Jadi tulangan lentur bagian lapangan atas digunakan 3D22.

Tulangan lapangan bawah

$$M_u = 249,352 \text{ kN.m} = 183,913 \text{ ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 183,913 \times 1000)}{0,9 \times 19,69 \times 25,157^2} \\ &= 196,824 \text{ psi}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \left(\frac{0,85 f_c'}{f_y} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{\beta f_c'}} \right) \\ &= \left(\frac{0,85 \times 3611,45}{60915,96} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 196,824}{0,85 \times 3611,45}} \right) \\ &= 0,00334\end{aligned}$$

Karena nilai $\rho_{min} < \rho$, maka digunakan nilai $\rho_{min} = 0,00334$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00334 \times 19,69 \times 25,157 \\ &= 1,813 \text{ in}^2 \\ &= 1169,664 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Mencoba menggunakan tulangan lentur berjumlah 4

$$\begin{aligned}A_s &= \text{jumlah tulangan} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1519,76 \text{ mm}^2 > 1169,664 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

Jadi tulangan lentur bagian lapangan atas digunakan 4D22.

3. Perhitungan kebutuhan tulangan geser

Setelah menentukan jumlah tulangan yang dibutuhkan, langkah selanjutnya adalah menghitung kebutuhan tulangan geser. Dalam perhitungan ini, akan digunakan persyaratan yang diatur oleh SNI 2847:2019. Proses perhitungan kebutuhan tulangan geser dapat dijelaskan sebagai berikut:



a. Menghitung tulangan geser tumpuan

Untuk menghitung gaya geser desain, perlu diperhatikan gaya moment yang terjadi pada ujung balok atau muka joint yang mengasumsikan tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal setidaknya $1,25 f_y$, dan faktor reduksi kekuatan $\phi = 1,0$ N-mm. Langkah perhitungan gaya geser desain dapat dijelaskan sebagai berikut:

$$l_n = 7,5 \text{ m}$$

$$q_u = 26,46 \text{ kN/m}$$

Tulangan longitudinal tumpuan sisi atas 6D22 ($A_s = 2279,64$):

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{2279,64 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 24,9 \times 500} \\ &= 113,0934 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{pr}^- &= A_s \times 1,25 f_y (d - 0,5 \alpha_{pr}) \\ &= 2279,64 \times 1,25 \times 420 \times (639 - 0,5 \times 113,0934) \\ &= 697086511 \text{ N.mm} \\ &= 697,086 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Tulangan longitudinal tumpuan sisi bawah 3D22 ($A_s = 1139,82$):

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{1139,82 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 24,9 \times 500} \\ &= 56,547 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{pr}^+ &= A_s \times 1,25 f_y (d - 0,5 \alpha_{pr}) \\ &= 1139,82 \times 1,25 \times 420 \times (639 - 0,5 \times 56,547) \\ &= 365462185 \text{ N.mm} \\ &= 365,462185 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Perhitungan nilai gaya geser (V):

$$\begin{aligned}V_{ki} &= \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2} \\ &= \frac{697,0865 + 265,4622}{7,5} + \frac{26,46 \times 7,5}{2} \\ &= 240,8981 \text{ kN}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}V_{ka} &= \frac{M_{pr^-} + M_{pr^+}}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2} \\ &= \frac{697,0865 + 265,4622}{7,5} - \frac{26,46 \times 7,5}{2} \\ &= 42,449 \text{ kN}\end{aligned}$$

Setelah melakukan perhitungan gaya geser dari sisi kanan dan kiri, selanjutnya dilakukan perhitungan gaya geser maksimum yang terjadi akibat beban gempa. Hasil perhitungan tersebut dijelaskan sebagai berikut::

$$\begin{aligned}V_{gempa} &= \frac{697,0865 + 265,4622}{7,5} \\ &= 141,6732\end{aligned}$$

Nilai yang diperoleh lebih besar daripada 50% dari total gaya geser ($=1/2 \times 240,8981 \text{ kN}$), sehingga nilai V_c dapat dianggap sama dengan nol.

$$V_u = \phi V_s + \phi V_c = \phi V_s + 0$$

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{v_u}{\phi} \\ &= \frac{240,8981}{0,75} \\ &= 321,198 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_u \text{ SAP2000} = 281,408 \text{ kN}$$

Berdasarkan kedua nilai gaya geser di atas (V), nilai terbesar yang diperoleh adalah $321,198 \text{ kN}$ ($=321197,546 \text{ N}$). Untuk menggunakan sengkang tertutup dengan diameter 10 mm ($0,394 \text{ in}$) sepanjang 3 kaki , maka perlu diketahui jarak antara sengkang (s):

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 78,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{(3 \times 78,5) \times 420 \times 639}{321197,546} \\ &= 196,775 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 18.6.4.4, jarak maksimum sengkang tertutup sepanjang $2h$ ($= 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:



$$\begin{aligned} S_1 &= d/4 \\ &= 639/4 \\ &= 159,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= 6db \\ &= 6 \times 22 \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_3 = 150 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan sengkang tertutup 3D10 – 125 mm hingga sepanjang 2000 mm dari muka kolom, dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka kolom.

b. Menghitung tulangan geser lapangan

Pada jarak $\frac{1}{4} l$ ($\frac{1}{4} \times 8000 = 2000 \text{ mm}$) dari muka kolom, bekerja gaya geser sebesar:

$$\begin{aligned} V_u &= 321,198 - 26,46 (1,4) \\ &= 247,1095 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{u \text{ SAP2000}} = 249,352 \text{ kN}$$

Berdasarkan kedua nilai gaya geser di atas (V), diambil nilai yang terbesar yaitu 249,352 kN (= 249352 N).

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{24,9} \times 500 \times 639 \\ &= 271031,3058 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{249352}{0,75} - 271031,3058 \\ &= 61438,028 \text{ N} \end{aligned}$$

Tulangan geser sengkang dicoba menggunakan $d_b = 10 \text{ mm}$, maka jarak S ditentukan tidak melebihi dari nilai yang terkecil antara:

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_b^2 \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$S_1 = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{157 \times 420 \times 639}{61438,028}$$

$$= 685,823 \text{ mm}$$

$$S_2 = d/2$$

$$= 639/2$$

$$= 319,5$$

$$S_3 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b}$$

$$= 376,8$$

$$S_4 = 600 \text{ mm}$$

Jadi digunakan sengkang lapangan D10 – 250.

4. Menghitung kebutuhan tulangan longitudinal dan transversal dalam menahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1, Pengaruh torsi dapat diabaikan apabila *moment* torsi terfaktor (T_u) kurang dari $\phi \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$.

$$T_u \text{ Balok tepi} = 118,0298 \text{ kN.m (diperoleh dari output SAP2000)}$$

$$= 87,054 \text{ ft-k}$$

$$T_u \text{ Balok tengah} = 49,1288 \text{ kN.m (diperoleh dari output SAP2000)}$$

$$= 36,236 \text{ ft-k}$$

$$\phi \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = 0,85 \times \sqrt{24900} \times \frac{0,5 \times 0,7^2}{2 \times (0,5 + 0,7)}$$

$$= 6,8461 \text{ kN.m}$$

Karena $T_u > \phi \times \sqrt{f'_c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$, maka tulangan torsi diperlukan.

a. Cek kapasitas penampang beton terhadap torsi

$$\text{Selimut beton} = 4 \text{ cm} = 1,575 \text{ inci}$$

$$\text{Tulangan geser (D)} = 10 \text{ mm} = 0,394 \text{ inci}$$

$$x_l = b - 2 \text{ (selimut beton} + \emptyset/2)$$

$$= 19,69 - 2 \times (1,575 + 0,39/2)$$

$$= 16,142 \text{ in}$$

$$y_l = h - 2 \text{ (selimut beton} + \emptyset/2)$$



$$= 27,559 - 2 \times (1,575 + 0,39/2)$$

$$= 24,016 \text{ in}$$

$$A_{oh} = 16,142 \times 24,016$$

$$= 387,656 \text{ in}^2$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh}$$

$$= 0,85 \times 387,656$$

$$= 329,508 \text{ in}^2$$

Tulangan torsi transversal digunakan D22 (0,866 in)

$$d = 27,559 - 1,575 - 0,39 - (0,866/2)$$

$$= 25,157 \text{ in}$$

$$P_h = 2 \times (x_l + y_l)$$

$$= 2 \times (16,142 + 24,016)$$

$$= 80,315 \text{ in}$$

Cek penampang beton dalam menahan T_u

$$V_c = 2 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 2 \sqrt{3625,94} \times 19,69 \times 25,157$$

$$= 59521,582 \text{ lb}$$

$$V_u = 281,408 \text{ kN}$$

$$= 63263,035 \text{ lb}$$

Dalam menentukan kapasitas penampang beton terhadap torsi, ditentukan berdasarkan buku McCormac dalam persamaan berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \times d} + 8 \sqrt{f'_c}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{63263,035}{19,685 \times 25,217}\right)^2 + \left(\frac{53,361 \times 80,315}{1,7 \times 387,656^2}\right)^2} \leq 0,85 \left(\frac{59521,582}{19,685 \times 25,217} + 8 \sqrt{3611,446}\right)$$

$$127,746 \text{ psi} \leq 510,81 \text{ psi} \quad \text{(OK)}$$

Berdasarkan hasil di atas, diketahui bahwa penampang beton cukup dalam menahan torsi.

b. Menghitung tulangan torsi transversal yang diperlukan:

b.1. Balok tepi



$$\begin{aligned}
 T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\
 &= \frac{87,054}{0,85} \\
 &= 102,417 \text{ ft-k} \\
 &= 1229001,817 \text{ in-lb}
 \end{aligned}$$

Diasumsikan $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y \times \cot \theta} \\
 &= \frac{1229001,817}{2 \times 329,508 \times 60915,96 \times 1} \\
 &= 0,031 \text{ in}^2 / \text{in untuk satu kaki sengkang}
 \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk torsi:

$$\begin{aligned}
 A_l &= \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \times \cot^2 \theta \\
 &= 0,031 \times 80,315 \times \frac{60915,96}{60915,96} \times 1^2 \\
 &= 2,459 \text{ in}^2 \\
 \text{Min } A_l &= \frac{5\sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{f_{yl}} - \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \\
 &= \frac{5 \times \sqrt{3611,44} \times (19,685 \times 27,559)}{60915,85} - (0,031) \times 80,315 \times \left(\frac{60915,85}{60915,85} \right) \\
 &= 0,217 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

Nilai $A_l > \text{Min } A_l$, sehingga digunakan $A_l = 2,459 \text{ in}^2$. Menentukan jumlah tulangan longitudinal:

$$\begin{aligned}
 A_{tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 0,5889 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{l \text{ pakai}}}{A} \\
 &= \frac{2,459}{0,5889} \\
 &= 4,175 \approx 6 \text{ batang}
 \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal balok dalam menahan torsi digunakan 6D22 ($A_s = 3,533 \text{ in}^2$)

b.2. Balok tengah



$$\begin{aligned}T_n &= \frac{T_u}{\phi} \\ &= \frac{36,235}{0,85} \\ &= 42,63 \text{ ft-k} \\ &= 511560,508 \text{ in-lb}\end{aligned}$$

Diasumsikan $\theta = 45^\circ$

$$\begin{aligned}\frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y \times \cot \theta} \\ &= \frac{511560,508}{2 \times 329,508 \times 60915,96 \times 1} \\ &= 0,013 \text{ in}^2 / \text{in untuk satu kaki sengkang}\end{aligned}$$

Tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk torsi:

$$\begin{aligned}A_l &= \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \times \cot^2 \theta \\ &= 0,013 \times 80,315 \times \frac{60915,96}{60915,96} \times 1^2 \\ &= 1,023 \text{ in}^2 \\ \text{Min } A_l &= \frac{5\sqrt{f_c'} \times A_{cp}}{f_{yl}} - \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}}\right) \\ &= \frac{5 \times \sqrt{3611,44} \times (19,685 \times 27,559)}{60915,85} - (0,013) \times 80,315 \times \left(\frac{60915,85}{60915,85}\right) \\ &= 1,653 \text{ in}^2\end{aligned}$$

Nilai $A_l < \text{Min } A_l$, sehingga digunakan $\text{Min } A_l = 1,653 \text{ in}^2$. Menentukan jumlah tulangan longitudinal:

$$\begin{aligned}A_{tul} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 0,311 \text{ in}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_l \text{ pakai}}{A} \\ &= \frac{1,653}{0,311} \\ &= 5,305 \approx 6 \text{ batang}\end{aligned}$$

Tulangan longitudinal balok dalam menahan torsi digunakan 6D16 ($A_s = 1,869 \text{ in}^2$)



5. Panjang penyaluran tulangan balok

a. Panjang penyaluran tulangan pada kondisi tarik

Data-data dan parameter yang digunakan mengacu pada SNI 2847:2019 Tabel 25.4.2.4 dan Tabel 25.4.3.2:

$$d_b = 22 \text{ mm}$$

$$\psi_t = 1,3$$

$$\psi_e = 1,0$$

$$\psi_s = 1,0$$

$$\psi_r = 0,8$$

$$\lambda = 1,0$$

$$\begin{aligned} c_b &= \text{decking} + D_{tul \text{ geser}} + 0,5 D_{tul \text{ lentur}} \\ &= 40 + 10 + (0,5 \times 22) \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$K_{tr} = 0$$

Persamaan yang digunakan untuk menghitung panjang penyaluran tulangan tarik adalah berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal R25.4.2.3 dengan batasan bahwa nilai $(c_b + K_{tr})/d_b$ tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5..

$$(c_b + K_{tr})/d_b = (61 + 0) / 22 = 2,8 > 2,5.$$

$$\begin{aligned} l_d &= \left(\frac{f_y}{1,1\lambda \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \\ &= \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{24,9}} \times \frac{1,3 \times 1 \times 1}{\left(\frac{61+0}{22}\right)} \right) 22 \\ &= 789,2522 \text{ mm} \\ &= 790 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

Sehingga digunakan l_d 790 mm.

b. Penyaluran tulangan pada kondisi tekan

Panjang penyaluran tulangan pada kondisi tekan harus melebihi 200 mm dan perhitungan berikut:

$$l_{dc1} = \left(\frac{0,24 \times f_y \times \psi_r}{\lambda \times \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$



$$= \left(\frac{0,24 \times 420 \times 1}{1 \times \sqrt{24,9}} \right) \times 22$$

$$= 444,4097 \text{ mm}$$

$$l_{dc2} = 0,043 \times f_y \times \psi_r \times d_b$$

$$= 317,856 \text{ mm}$$

Maka, $l_{dc \text{ pakai}} = 444,4097 \text{ mm}$

$$= 450 \text{ mm}$$

Panjang kait yang digunakan mengacu pada SNI 1847:2019 mengacu persamaan berikut:

Diasumsikan kait yang digunakan 90°

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \times f_y \times \psi_r}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \right) d_b$$

$$= \left(\frac{0,24 \times 420 \times 1}{1 \times \sqrt{24,9}} \right) \times 22$$

$$= 444,4097 \text{ mm}$$

Maka, $l_{dc \text{ pakai}} = 444,4097 \text{ mm}$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$12d_b = 12 \times 22$$

$$= 264 \text{ mm}$$

Maka dipakai = 270 mm

6. Rekap tulangan balok

Dalam perencanaan ini, digunakan tiga jenis balok yang berbeda dan dihitung dengan metode yang sama. Hasil perhitungan tulangan balok dari ketiga jenis balok tersebut kemudian dirangkum dalam Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Rekap Hasil Perhitungan Tulangan Balok

No	Tipe Balok	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
1	Balok Induk Memanjang (50 × 70)			
	Tul. Longitudinal Atas	6D22	3D22	6D22
	Tul. Longitudinal Bawah	3D22	4D22	3D22
	Tul. Transversal	3 Kaki D10-130	D10-250	3 Kaki D10-130
	Tul. Longitudinal Torsi Tepi	6D22	6D22	6D22
	Tul. Longitudinal Torsi Tengah	6D16	6D16	6D16
2	Balok Induk Melintang (40 × 60)			
	Tul. Longitudinal Atas	6D22	3D22	6D22
	Tul. Longitudinal Bawah	3D22	4D22	3D22



Tabel 4.9 Rekap Hasil Perhitungan Tulangan Balok (Lanjutan)

	Tul. Transversal	3 Kaki D10-130	D10-200	3 Kaki D10-130
	Tul. Longitudinal Torsi Tepi	4D22	4D22	4D22
	Tul. Longitudinal Torsi Tengah	4D16	4D16	4D16
3	Balok Anak (40 × 55)			
	Tul. Longitudinal Atas	4D22	2D22	4D22
	Tul. Longitudinal Bawah	2D22	2D22	2D22
	Tul. Transversal	2 kaki D10-120	2 kaki D10-200	2 kaki D10-120
	Tul. Longitudinal Torsi	2D16	2D16	2D16

4.4.3. Kolom

Berdasarkan hasil pemodelan *SAP2000*, didapatkan gaya dalam yang diperlihatkan pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 *Output SAP2000* Gaya Dalam Pada Kolom

Aksial Lentur			
Kondisi	P (kN)	M2 (kN-m)	M3 (kN-m)
P Max	61,354	0,0034	-0,0000000558
P Min	-7483,003	7,7793	13,3329
M2 Max	-122,749	331,203	-131,9918
M2 Min	-730,618	-274,9263	-49,0015
M3 Max	-587,916	-1,235	304,5861
M3 Min	-319,902	-52,1386	-308,4391
V2		-139,838 kN	
V3		136,82 kN	

1. Diketahui data kolom yang digunakan sebagai berikut:

$$\text{Tinggi kolom } (L) = 4200 \text{ mm} = 165,354 \text{ in}$$

$$\text{Tinggi balok } (h_b) = 700 \text{ mm} = 27,559 \text{ in}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi bersih kolom } (l_n) &= L - \left(\frac{h_b}{2}\right) - \left(\frac{h_b}{2}\right) \\ &= 4200 - \left(\frac{700}{2}\right) - \left(\frac{700}{2}\right) \\ &= 3500 \text{ mm} = 137,79535 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\text{Sisi pendek kolom } (b) = 700 \text{ mm} = 27,559 \text{ in}$$

$$\text{Sisi panjang kolom } (h) = 700 \text{ mm} = 27,559 \text{ in}$$

$$\text{Selimut beton } (c_c) = 50 \text{ mm} = 1,969 \text{ in}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 24,9 \text{ MPa} = 3611,446 \text{ psi}$$

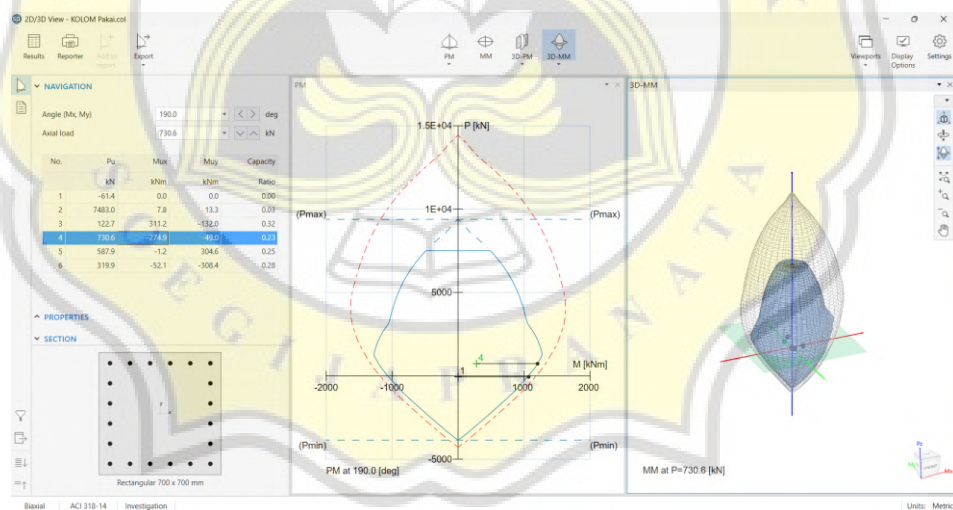
$$\text{Kuat leleh baja } (f_y) = 420 \text{ MPa} = 60915,96 \text{ psi}$$

$$\text{D. tul longitudinal } (d_b) = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 D. \text{ tul sengkang } (d_s) &= 13 \text{ mm} \\
 d &= h - c_c - d_s - \left(\frac{d_b}{2}\right) \\
 &= 700 - 50 - 13 - \left(\frac{25}{2}\right) \\
 &= 624,5 \text{ mm} \\
 A_g &= b \times h \\
 &= 700 \times 700 \\
 &= 490000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan tulangan longitudinal

Pada perhitungan tulangan longitudinal digunakan bantuan *software SPColumn* dengan memasukan *output* gaya dalam dari *SAP2000*. Pada *software SPColumn* dilakukan dengan cara *trial error* pada tulangan longitudinal, dan hasil yang didapatkan pada program ini yaitu tulangan longitudinal 20D25. Gambar 4.20 diperlihatkan hasil kurva interaksi 2D/3D kolom pada *software SPColumn* dan Gambar 4.21 diperlihatkan *output* beban arah *biaxial* pada *software SPColumn*.



Gambar 4.20 Hasil Kurva Interaksi Kolom Pada *Software SPColumn*

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacity Ratios										
NOTE: Calculations are based on "Moment Capacity" Method.										
No.	Demand			Capacity			Parameters at Capacity			Ca
	Pu	Mux	Muy	φPn	φMnx	φMny	NA Depth	et	φ	
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm			
1	-61.35	0.00	0.00	-61.35	1070.14	0.00	138	0.01084	0.900	
2	7483.00	7.78	13.33	7483.00	244.34	418.78	848	0.00002	0.650	
3	122.75	311.20	-131.99	122.75	987.63	-418.89	285	0.00569	0.900	
4	730.62	-274.93	-49.00	730.62	-1185.61	-211.32	253	0.00582	0.900	
5	587.92	-1.24	304.59	587.92	-4.92	1214.48	173	0.00814	0.900	
6	319.90	-52.14	-308.44	319.90	-188.83	-1117.05	224	0.00684	0.900	

Gambar 4.21 *Output* Beban Arah *Biaxial* Pada *Software SPColumn*



Didapatkan:

$$\phi M_{nx} = 1185,61 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{necx} &= \frac{\phi m_{nx}}{\phi} \\ &= \frac{1185,61}{0,65} \\ &= 1824,015 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\phi M_{ny} = 1214,48 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{necy} &= \frac{\phi m_{yx}}{\phi} \\ &= \frac{1214,48}{0,65} \\ &= 1868,431 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

a. Tulangan longitudinal:

$$d_b = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_l = 20 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= n \times A_l \\ &= 9812,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= \left(b - 2c - 2\frac{D_s}{2} \right) \times \left(h - 2c - 2\frac{D_s}{2} \right) \\ &= \left(700 - (2 \times 50) - \left(2 \times \frac{13}{2} \right) \right) \times \left(700 - (2 \times 50) - \left(2 \times \frac{13}{2} \right) \right) \\ &= 344569 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 \times A_{oh} && \text{(SNI 2847-2019, Ps. 22.7.6.1.1)} \\ &= 0,85 \times 344569 \\ &= 292883,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \left(b - 2c - 2\frac{D_s}{2} \right) + \left(h - 2c - 2\frac{D_s}{2} \right) \\ &= 2 \left(700 - (2 \times 50) - \left(2 \times \frac{13}{2} \right) \right) + \left(700 - (2 \times 50) - \left(2 \times \frac{13}{2} \right) \right) \\ &= 1761 \text{ mm} \end{aligned}$$



3. Kontrol luas tulangan longitudinal

Kontrol luas tulangan longitudinal mengacu pada SNI 2847 Pasal 18.7.4.1 dengan ketentuan berikut:

$$0,01 A_g < A_{st} < 0,06 A_g$$

$$0,01 (490000) < 9812,5 < 0,060 (490000)$$

$$4900 \text{ mm}^2 < 9812,5 \text{ mm}^2 < 29400 \text{ mm}^2$$

4. Perhitungan tulangan transversal

$$N_u = P_u = 743,003 \text{ kN} = 1682246 \text{ lb}$$

$$V_u = V_2 + V_3$$

$$= 139,838 + 115,98 \text{ kN}$$

$$= 255,818 \text{ kN}$$

$$= 57510,2 \text{ lb}$$

a. Menghitung kuat geser nominal pada struktur kolom

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \left(\frac{P_u}{2000 \times A_g} \right) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \right) \\ &= 2 \left(1 + \left(\frac{1682246}{2000 \times} \right) \times \sqrt{24,9} \times 27,559 \times 27,559 \right) \\ &= 101097,4048 \text{ lb} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 101097,4048 \text{ lb}$$

$$= 85932,79408 \text{ lb}$$

$$1/2 \phi V_c = 42966,39704 \text{ lb}$$

Berdasarkan perhitungan di atas, nilai $1/2 \phi V_c = 42966,39704 \text{ lb} < V_u = 57510,2 \text{ lb}$, sehingga dibutuhkan tulangan geser.

b. Menghitung kebutuhan tulangan transversal pada tumpuan

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek, } n_1 = 4$$

$$\text{Jumlah kaki sisi panjang, } n_2 = 4$$

$$\text{Spasi, } s = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 530,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh2} = n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2$$



$$\begin{aligned} &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 530,66 \text{ mm}^2 \\ \frac{A_{shl}}{s_1} &= \frac{530,66}{100} \\ &= 5,3066 \text{ mm} \\ \frac{A_{sh}}{s_2} &= \frac{530,66}{100} \\ &= 5,3066 \text{ mm} \end{aligned}$$

Confinement / kekangan pada tumpuan

Lebar penampang inti beton, $b_c = b - 2 \times c_c = 700 - 2 \times 50 = 600 \text{ mm}$

Panjang penampang inti beton, $h_c = h - 2 \times c_c = 700 - 2 \times 50 = 600 \text{ mm}$

Luas penampang inti beton, $A_{ch} = b_c \times h_c = 600 \times 600 = 360000 \text{ mm}^2$

Sisi pendek / sumbu lemah

$$\begin{aligned} \frac{A_{shl}}{s} \text{ min 1} &= 0,3 \times \left(b_c \times \frac{f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \times \left(600 \times \frac{24,9}{420} \right) \times \left(\frac{490000}{360000} - 1 \right) \\ &= 3,854 \text{ mm}^2 \\ \frac{A_{shl}}{s} \text{ min 2} &= 0,09 \times b_c \times \frac{f'_c}{f_y} \\ &= 0,09 \times 600 \times \frac{24,9}{420} \\ &= 3,2014 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Cek } \frac{A_{shl}}{s_1} > \frac{A_{shl}}{s} \text{ min 1} = 5,3066 > (3,854 ; 3,2014) \quad (\text{OK})$$

Sisi panjang / sumbu kuat

$$\begin{aligned} \frac{A_{shl}}{s} \text{ min 1} &= 0,3 \times \left(h_c \times \frac{f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \times \left(600 \times \frac{24,9}{420} \right) \times \left(\frac{490000}{360000} - 1 \right) \\ &= 3,854 \text{ mm}^2 \\ \frac{A_{shl}}{s} \text{ min 2} &= 0,09 \times h_c \times \frac{f'_c}{f_y} \\ &= 0,09 \times 600 \times \frac{24,9}{420} \\ &= 3,2014 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$\text{Cek } \frac{A_{sh1}}{s_1} > \frac{A_{sh1}}{s} \min 1 = 5,3066 > (3,854 ; 3,2014) \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.1, panjang l_o tidak boleh kurang dari nilai terbesar perhitungan berikut:

$$l_{o1} = h_{kolom} \\ = 700 \text{ mm}$$

$$l_{o2} = \frac{l_n}{6} \\ = \frac{3850}{6} \\ = 641,667 \text{ mm}$$

$$l_{o3} = 450 \text{ mm}$$

nilai l_o yang digunakan yaitu nilai max dari l_{o1} , l_{o2} dan l_{o3} yaitu $l_{o1} = 700 \text{ mm}$

Selanjutnya tulangan transversal sepanjang l_o mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.3 dipasang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari perhitungan berikut:

$$s_{o1} = \frac{1}{4} \times b \\ = \frac{1}{4} \times 700 \\ = 175 \text{ mm}$$

$$s_{o2} = 6 \times d_b \\ = 6 \times 25 \\ = 150 \text{ mm}$$

$$h_x = 350 / (n \text{ kaki} - 1) \\ = 350 / (4 - 1) \\ = 116,67 \text{ mm}$$

$$s_{o3} = 100 + \frac{(350 - h_x)}{3} \leq 150 \\ = 100 + \frac{(350 - 116,67)}{3} \leq 150 = 177,778$$

Nilai s_o yang digunakan adalah nilai *minimum* dari s_{o1} , s_{o2} , dan s_{o3} yaitu $s_{o2} = 150 \text{ mm}$

Cek spasi tulangan yang digunakan, $s \leq s_{o2} = 100 \leq 150 \quad (\text{OK})$

Sehingga tulangan transversal yang digunakan pada tumpuan yaitu 4 kaki D13 – 100.



c. Menghitung kebutuhan tulangan transversal lapangan

$$\text{Jumlah kaki sisi pendek, } n_1 = 4$$

$$\text{Jumlah kaki sisi panjang, } n_2 = 4$$

$$\text{Spasi, } s = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{sh1} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 530,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh2} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\ &= 4 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 530,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan transversal di luar l_o mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.7.5.5 dipasang tidak boleh melebihi nilai terkecil dari perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} s_{o1} &= 6 \times d_b \\ &= 6 \times 25 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{o2} = 150 \text{ mm}$$

Cek spasi tulangan yang digunakan, $s \leq s_{o2} = 125 \leq 150$ (OK)

Sehingga tulangan transversal yang digunakan pada lapangan yaitu 4 kaki D13 – 125.

d. Sambungan lewatan pada kolom

Panjang penyaluran lewatan untuk kolom diasumsikan komponen tarik yang diperhitungkan mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 25.4.2.3 dengan persamaan berikut:

$$\text{Beton normal } (\lambda) = 1,0$$

$$K_{tr} = 0$$

$$\text{Faktor lokasi penulangan / posisi pengecoran } = \psi_t = 1,3$$

$$\text{Faktor epoksi tulangan tanpa pelapis } = \psi_e = 1,0$$

$$\text{Faktor ukuran tulangan } = \psi_s = 1,0$$

$$\begin{aligned} c_b &= c_c + d_s + (d_b/2) \\ &= 50 + 13 + (50/2) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= 75,5 \\
 l_d &= \left(\frac{f_y}{1,1\lambda \times \sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \\
 &= \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{24,9}} \times \frac{1,3 \times 1 \times 1}{\left(\frac{75,5+0}{25}\right)} \right) 25 \\
 &= 823,443 \text{ mm} \\
 &= 900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka panjang sambungan lewatan kolom (l_d) sebesar 900 mm.

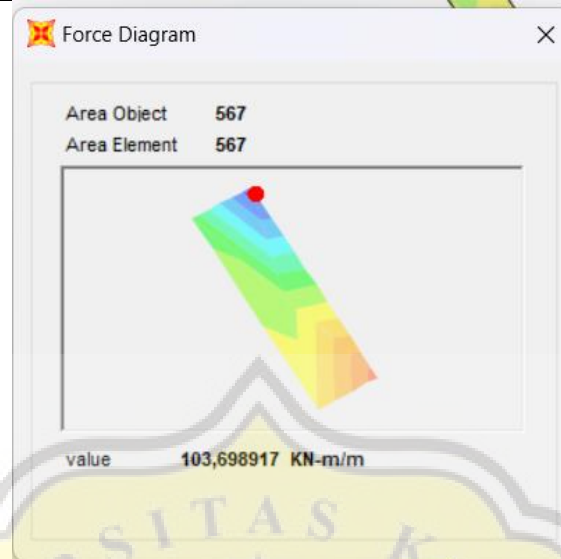
4.4.4. Pelat Tangga dan Pelat Bordes

Perhitungan tulangan pelat tangga dan pelat bordes menggunakan dimensi yang telah dilakukan pada *preliminary design*.

Data-data yang digunakan dalam perhitungan penulangan pelat tangga dan pelat bordes dijabarkan sebagai berikut:

Tebal pelat tangga	= 150 mm	= 15 cm
Dimensi bordes tangga	= 2800 × 1500 mm	= 280 × 150 cm
Dimensi pelat tangga	= 3600 × 1400 mm	= 360 × 140 cm
Tinggi anak tangga (<i>Optrade</i>)	= 175 mm	= 17,5 cm
Lebar anak tangga (<i>Antrade</i>)	= 300 mm	= 30 cm
Sudut (α)	= 30°	
Diameter tulangan lentur (D)	= 22 mm	= 2,2 cm
Diameter tulangan bagi (D)	= 16 mm	= 1,6 cm
Mutu beton (f'_c)	= 24,9 MPa	
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa	
Lebar anak tangga (b)	= 1400 mm	= 140 cm
Tebal selimut beton	= 20 mm	= 2 cm
d	= 150 – 20 – (22/2)	
	= 119 mm	= 11,9 cm

Moment ultimate diperoleh berdasarkan *output* pemodelan *SAP2000* yang diperlihatkan pada Gambar 4.22.



Gambar 4.22. *Moment* Pada Pelat Tangga

a. Perhitungan tulangan lentur tangga

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d} \\ &= \frac{103698000}{0,9 \times 1400 \times 123,5^2} \\ &= 5,8117 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 24,9}{420} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,8117}{0,85 \times 24,9}} \right) \\ &= 0,0166 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0166 \times 1400 \times 12,2 \\ &= 27,585 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 1400 \times 119 \\ &= 555,333 \text{ mm}^2 \\ &= 5,553 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{smin} = \sqrt{\frac{f_c'}{4 \times f_y}} \times b \times d$$



$$\begin{aligned} &= \sqrt{\frac{24,9}{4 \times 420}} \times 1400 \times 119 \\ &= 494,8407 \text{ mm}^2 \\ &= 4,948 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$A_s > A_{smin}$, sehingga $A_{spakai} = 27,585 \text{ cm}^2$

b. Perhitungan kebutuhan tulangan lentur

Mencoba menggunakan tulangan D22 – 150 mm

$$\begin{aligned} A_{s,tpsg} &= \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \\ &= \frac{1400}{150} \times \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \right) \\ &= 3546,107 \text{ mm}^2 \\ &= 35,36097 \text{ cm}^2 > 27,585 \text{ cm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tangga = D22 – 150 mm

c. Perhitungan kebutuhan tulangan bagi

$$\begin{aligned} \text{Tul. bagi} &= 20\% \times A_{s,tpsg} \\ &= 20\% \times 35,461 \\ &= 7,092 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Mencoba menggunakan tulangan D16 – 150 mm

$$\begin{aligned} A_{s,tpsg} &= \frac{b}{\text{jarak tulangan}} \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \\ &= \frac{1400}{150} \times \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \right) \\ &= 1875,637 \text{ mm}^2 \\ &= 18,756 \text{ cm}^2 > 7,092 \text{ cm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

Jadi tulangan bagi yang digunakan pada tangga = D16 – 150 mm

4.4.5. Dinding Geser (*Shear Wall*)

Data-data yang digunakan dalam perhitungan *shear wall* dijabarkan sebagai berikut:

$$\text{Ukuran komponen batas (kolom)} = 700 \times 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal dinding } (t_w) = 350 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang dinding + kolom } (l_w) = 8700 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi dinding } (h_w) = 4200 \text{ mm}$$



Kuat tekan beton (f_c')	= 24,9 MPa	
Kuat leleh baja (f_y)	= 420 MPa	
beton normal (λ)	= 1	
Diameter tulangan (D)	= 16 mm	= 200,96 mm ²
V_u	= 5000 kN	

a. Cek syarat tulangan *minimum*

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.1, apabila V_u tidak melebihi $0,03 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f_c'}$, rasio tulangan badan (*web*) terdistribusi, ρ_t dan ρ_l pada dinding struktural tidak boleh kurang dari 0,0025.

$$\begin{aligned} A_{cv} &= t_w \times l_w \\ &= 350 \times 8700 \\ &= 3045000 \text{ mm}^2 \\ 0,03 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f_c'} &= 0,03 \times 3045000 \times 1 \times \sqrt{24,9} \\ &= 1261145,1 \text{ N} \\ &= 1261,1451 \text{ kN} < 5000 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_u > 0,03 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f_c'}$, maka nilai ρ_l dan ρ_t yang digunakan = 0,0025

b. Cek apakah perlu dipasang tulangan dalam dua lapis

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.2, tulangan paling sedikit digunakan dua lapis apabila V_u lebih dari $0,17 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f_c'}$.

$$\begin{aligned} 0,17 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f_c'} &= 0,17 \times 3045000 \times 1 \times \sqrt{24,9} \\ &= 2583068,313 \text{ N} \\ &= 2583,068313 \text{ kN} < 5000 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena V_u lebih dari $0,17 \times A_{cv} \times \lambda \times \sqrt{f_c'}$, maka digunakan tulangan dalam 2 lapis.

c. Perhitungan tulangan horizontal dan vertikal dinding struktural

Rasio tulangan <i>minimum</i>	= 0,0025
Luas tulangan per m' dinding	= 0,0025 \times A_{cv} = 0,0025 \times (350 \times 1000) = 875 mm ² /m'
Diameter tulangan (D)	= 16 mm dalam 2 lapis



$$\begin{aligned}
 A_s &= 200,96 \times 2 \\
 &= 401,92 \text{ mm}^2 \\
 s &= A_s / \text{Luas tulangan per m' dinding} \\
 &= \frac{401,92 \text{ mm}^2}{875 \text{ mm}^2/\text{mm}'} \\
 &= 0,459 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 11.7, jarak antar tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktural tidak boleh melebihi 450 mm sehingga jarak tulangan yang digunakan 450 mm.

d. Periksa kuat geser dari dinding

$$\begin{aligned}
 \frac{h_w}{l_w} &= \frac{4,2}{7} \\
 &= 0,6
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1, koefisien α_c adalah 0,25 apabila $\frac{h_w}{l_w}$ kurang dari 1,5.

$$\begin{aligned}
 \alpha_c &= 0,25 \\
 \rho_t &= \frac{A_s}{t_w \times s} \\
 &= \frac{981,25}{350 \times 450} \\
 &= 0,0038278 \\
 V_n &= A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \\
 &= 3045000 \times (0,25 \times 1 \times \sqrt{24,9} + 0,0038279 \times 420) \\
 &= 8694015,472 \text{ N} \\
 \phi V_n &= 0,75 \times V_n \\
 &= 0,75 \times 8694015,472 \\
 &= 6520511,604 \text{ N} \\
 &= 6520,512 \text{ kN} > P_u (5000 \text{ kN}) \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi tulangan dinding geser yang digunakan D16 – 450 mm.

4.4.6. *Bracing*

Data-data yang digunakan dalam perhitungan *bracing* dijabarkan sebagai berikut:

$$\text{Panjang Baja WF} = 8,1 \text{ m} = 8100 \text{ mm}$$



P_u	= 4284002 N
Mutu	= BJ41 ($f_y = 250$ MPa dan $f_u = 410$ MPa)
D. Baut	= 21 mm
Jarak antar baut	= 50 mm, 80 mm, 80 mm, 80 mm, 80 mm
Jumlah baut pada 1 baris (n)	= 4
t	= 20 mm
WF	= 588 . 300 . 12 . 20

a. Perencanaan

a.1. Merencanakan kapasitas " A_g " (kuat leleh dan kuat putus)

1. Merencanakan A_g dengan kuat leleh

$$\phi \times f_y \times A_g \geq P_u$$

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi \times f_y}$$

$$A_g \geq \frac{4284002}{0,9 \times 250}$$

$$A_g \geq 19040,009 \text{ mm}^2$$

2. Merencanakan A_g dengan kuat putus

$$\phi \times f_u \times A_e \geq P_u$$

$$A_e \geq \frac{P_u}{\phi \times f_u}$$

$$A_e \geq \frac{4284002}{0,9 \times 410}$$

$$A_e \geq 13931,7138 \text{ mm}^2$$

$$A_n = \frac{A_e}{U}$$

$$= \frac{13931,7138}{0,9}$$

$$= 15479,682 \text{ mm}^2$$

$$A_g = A_n + (n \times D. \text{ lubang baut} \times t)$$

$$= 15479,682 + (6 \times (21+2) \times 20)$$

$$= 17319,682 \text{ mm}^2$$

$$A_g \text{ dari kuat leleh} = 19040,009 \text{ mm}^2$$

$$A_g \text{ dari kuat putus} = 17319,682 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan nilai A_g di atas, diambil yang terbesar yaitu $19040,009 \text{ mm}^2$



$$A_g \geq 19040,009 \text{ mm}^2$$

a.2. Merencanakan kapasitas “*i*” (jari-jari inersia)

$$\lambda = \frac{L}{i} \leq 300$$

$$i \geq \frac{L}{300}$$

$$i \geq \frac{8100}{300}$$

$$i \geq 27 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan } WF = 588 \cdot 300 \cdot 12 \cdot 20$$

$$y = 233,2 \text{ mm} \quad (\text{Diperoleh dari tabel baja})$$

$$A_g = 19250 \text{ mm}^2 > 19040 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \quad (\text{Diperoleh dari tabel baja})$$

$$i = 248 \text{ mm} > 27 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \quad (\text{Diperoleh dari tabel baja})$$

$$e \text{ atau } \bar{X} = 60,8 \text{ mm}$$

b. Analisis

b.1. Kontrol kekakuan / kelangsingan

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{L}{i} \\ &= \frac{8100}{248} \\ &= 32,661 < 300 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

b.2. Kontrol kuat leleh

$$\begin{aligned} P_n &= f_y \times A_g \\ &= 250 \times 19250 \\ &= 4812500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \times P_n &> P_u \\ 0,9 \times 4812500 &> 4284002 \text{ N} \\ 4331250 &> 4284002 \text{ N} \end{aligned}$$

b.3. Kontrol kuat putus

Shear lag (*U*) = Tidak semua sisi menjadi sambungan

$$\begin{aligned} U &= \frac{1 - \bar{X}}{L \text{ baut}} \\ &= \frac{1 - 60,8}{320} \\ &= 0,81 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}A_n &= A_g \times (n \times D. \text{ lubang baut} \times t) \\ &= 19250 \times (4 \times (19+2) \times 12) \\ &= 18146 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_e &= U \times A_n \\ &= 0,81 \times 18146 \\ &= 14698,26 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned}P_n &= A_e \times f_u \\ &= 14698,26 \times 410 \\ &= 6026286,6 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\phi_t \times P_n > P_u$$

$$0,9 \times 6026286,6 > 4284002 \text{ N}$$

$$4519714,95 > 4284002 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

b.4. Kontrol bidang geser (*block shear*)

$$\begin{aligned}A_{gv} &= (370 \times 12) \times 4 \\ &= 17760 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{gt} &= (180 \times 12) \times 4 \\ &= 8640 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$n = 4,5 \text{ (Jumlah diameter pada bidang geser)}$$

$$\begin{aligned}A_{nv} &= A_{gv} - (n - D. \text{ lubang baut} \times t) \\ &= 17760 - (4,5 - (21+2) \times 12) \times 4 \\ &= 12792 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$n = 0,5 \text{ (Jumlah diameter pada bidang tarik)}$$

$$\begin{aligned}A_{nt} &= A_{gt} - (n - D. \text{ lubang baut} \times t) \\ &= 8640 - (0,5 - (21+2) \times 12) \times 4 \\ &= 8088 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Putus kondisi tarik

$$\begin{aligned}P_{nt} &= f_u \times A_{nt} \\ &= 410 \times 8088 \text{ mm}^2 \\ &= 3316080\end{aligned}$$



Putus kondisi geser

$$\begin{aligned}P_{nv} &= 0,6f_u \times A_{nv} \\ &= 0,6 \times 410 \times 12792 \text{ mm}^2 \\ &= 3146832 \text{ N}\end{aligned}$$

Karena $P_{nt} > P_{nv}$, Maka

$$\begin{aligned}P_n &= (f_u \times A_{nt}) + (0,6f_y \times A_{gv}) \\ &= (410 \times 8088) + (0,6 \times 250 \times 17760) \\ &= 5980080 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi \cdot P_n &> P_u \\ 0,75 \times 5980080 &> 4284002 \text{ N} \\ 4485060 &> 4284002 \text{ N} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

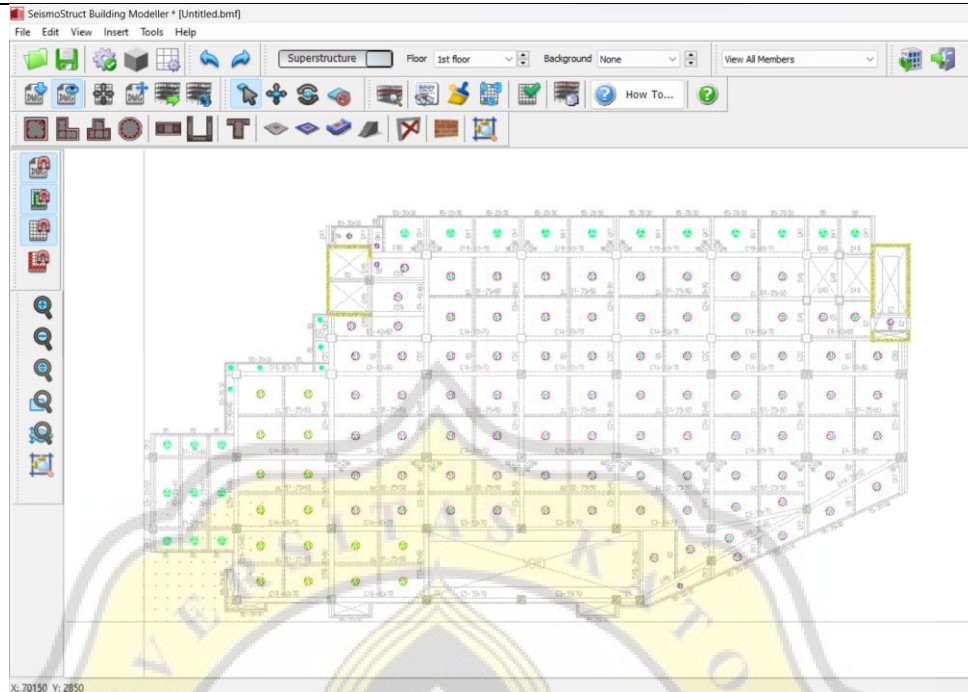
Berdasarkan hasil perhitungan, *bracing* yang digunakan adalah *WF 588 . 300 . 12 . 20*.

4.5. Analisis Pemodelan Struktur pada *Software SeismoStruct*

Setelah menghitung tulangan berdasarkan *output* gaya dalam pada *SAP2000*, kemudian struktur tersebut dimodelkan ulang menggunakan *software SeismoStruct* dengan ukuran, pembebanan dan penulangan yang telah diperhitungkan untuk dievaluasi dan dianalisis.

a. Pemodelan Struktur Awal

Untuk memudahkan dalam melakukan pemodelan di *SeismoStruct*, gambar denah dari *AutoCAD* dapat diimport terlebih dahulu pada menu utama (*file > import DWG*). Denah *AutoCAD* yang diimport pada *SeismoStruct* diperlihatkan pada Gambar 4.23.

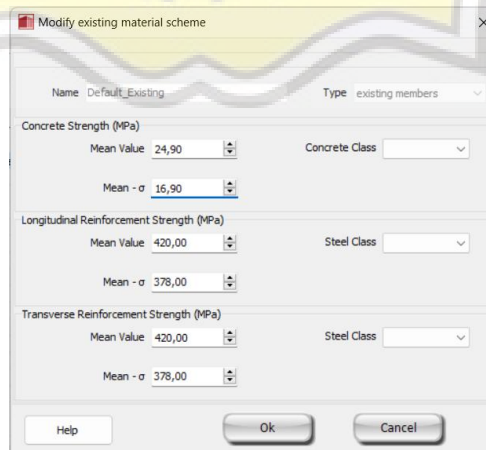


Gambar 4.23 Denah *AutoCAD* yang Diimport Pada *SeismoStruct*

Dalam mengimport denah *Autocad* ke software *SeismoStruct*, dilakukan dengan import denah per-1 lantai.

b. *Input Material*

Tahap *input material* merupakan langkah awal yang dilakukan sebelum membuat pemodelan karena material yang *dinput* nantinya akan digunakan dalam membuat model struktur seperti kolom, balok dan pelat. *Input material* dilakukan pada *define material sets*. *Input material* pada software *SeismoStruct* diperlihatkan pada Gambar 4.24.



Gambar 4.24 *Input Material* Pada Software *SeismoStruct*



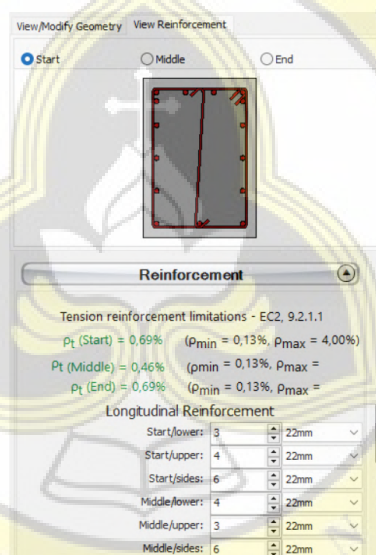
c. *Input Member* Kolom, Balok, Pelat dan Tangga

Dalam membuat *member* properti pada kolom, balok dan pelat, dilakukan dengan cara yang sama yaitu mengklik *toolbar* yang diperlihatkan pada Gambar 4.25.



Gambar 4.25 *Toolbar* Untuk Membuat *Member*

Setelah mengklik *toolbar* pada *member* akan dibuat, kemudian menginput properti sesuai dengan dimensi, beban dan tulangan yang telah diperhitungkan. Pada Gambar 4.26 diperlihatkan contoh *input* properti pada balok induk memanjang 50×70 cm.

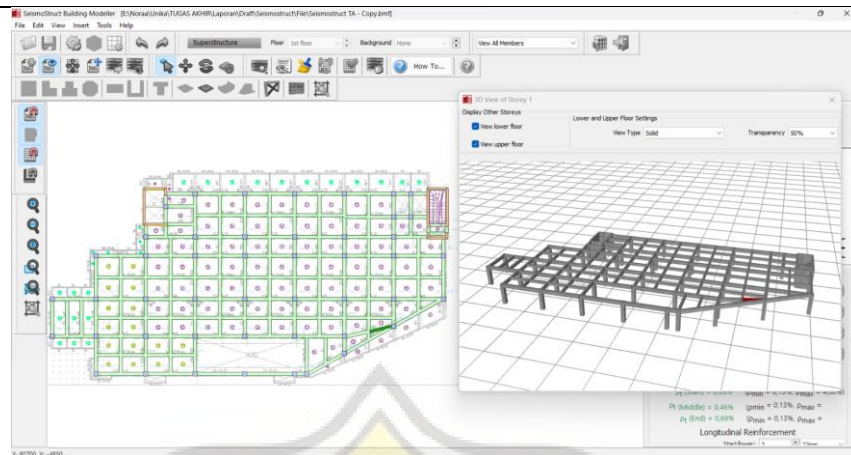


Gambar 4.26 *Input* Properti Pada Balok Induk Memanjang 50×70 cm

d. Membuat Pemodelan

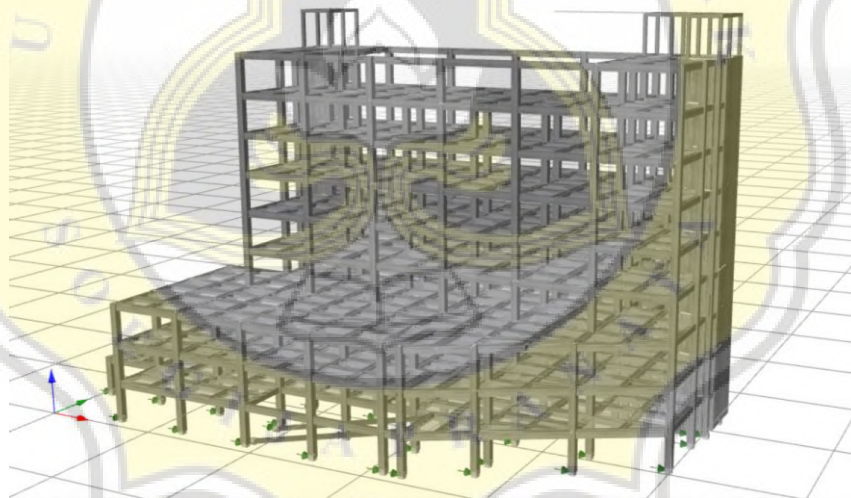
Setelah membuat *member* properti, kemudian membuat pemodelan struktur perlintai dengan cara mengklik pada gambar yang telah diimport dari *AutoCAD*. Pemodelan struktur lantai 1 diperlihatkan pada Gambar 4.27.

Tugas Akhir

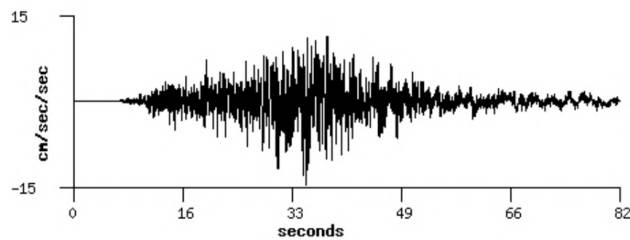
Analisis Perbedaan Penggunaan *Bracing* dan *Shear Wall* pada Gedung Ditinjau Terhadap Nilai *Displacement-Period* dengan *Time History Analysis*

Gambar 4.27 Pemodelan Struktur Lantai 1

Setelah selesai membuat struktur pada lantai 1, langkah selanjutnya yaitu mengcopy struktur lantai 1 untuk membuat struktur lantai di atasnya supaya lebih mudah dan lebih efisien. Pemodelan struktur pada *software SeismoStruct* diperlihatkan pada Gambar 4.28.

Gambar 4.28 Pemodelan Struktur Pada *Software SeismoStruct*e. *Time History Analysis*

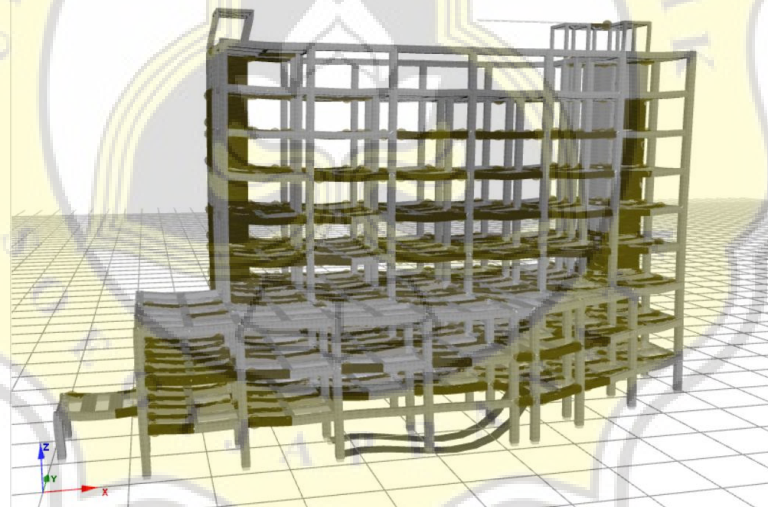
Analisis menggunakan *time history* adalah sebuah analisis yang bertujuan untuk mempelajari cara struktur merespon gerakan tanah yang terjadi saat terjadinya gempa bumi. Dalam melakukan analisis ini menggunakan data rekaman gempa yang pernah terjadi di Kepulauan Mentawai, Sumatera Barat dengan kekuatan 7 M_w . Data rekaman tersebut diperoleh dari website *strongmotioncenter.org* yang diperlihatkan pada Gambar 4.29.



Gambar 4.29 Grafik *Accelerogram* Gempa Kepulauan Mentawai, Sumatera Barat

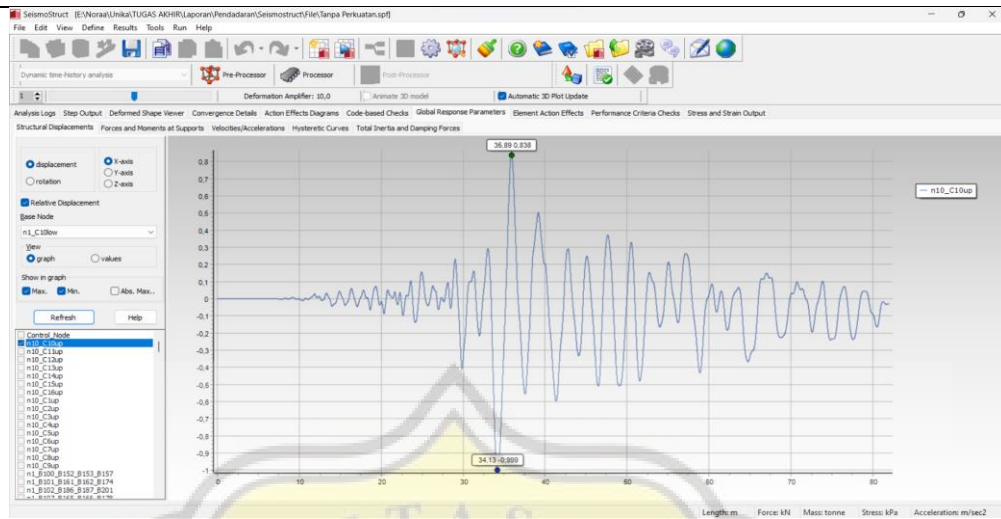
f. Analisis struktur

Pada tahap analisis struktur, dijelaskan tentang struktur dalam keadaan tanpa perkuatan. Beban gempa akan diberikan pada pemodelan menggunakan *analisis time history* atau analisis riwayat waktu, yang menggunakan rekaman gempa asli yang terjadi di Kepulauan Mentawai, Sumatera Barat dengan kekuatan $7 M_w$. Setelah beban gempa diberikan, hasil analisis pemodelan diperlihatkan pada Gambar 4.30 setelah melalui *processor* analisis pemodelan.

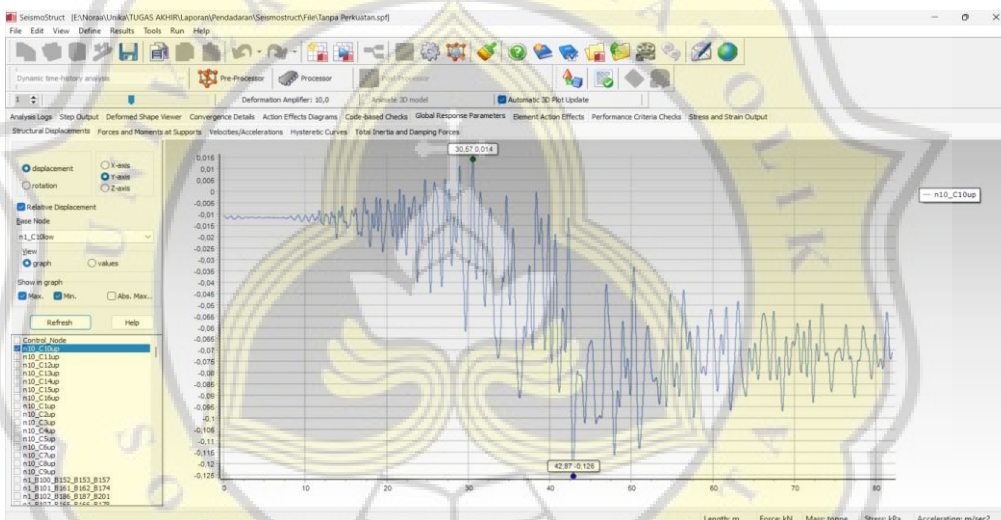


Gambar 4.30 Struktur Gedung Tanpa Perkuatan

Gambar 4.30 menunjukkan bahwa struktur gedung tanpa perkuatan mengalami *displacement* dan kerusakan pada sumbu X dan Y setelah diberi beban gempa. Lokasi kerusakan pada pemodelan tersebut ditandai dengan warna yang berbeda. Gambar pemodelan tersebut dihasilkan setelah analisis menggunakan *metode time history* dengan gempa Kepulauan Mentawai, Sumatera Barat berkekuatan $7 M_w$ pada *SeismoStruct*. Grafik *displacement-period* pada titik n10_C10up pada sumbu X dan Y diperlihatkan pada Gambar 4.31 dan 4.32.



Gambar 4.31 Grafik *Displacement-Period* Pada Sumbu X

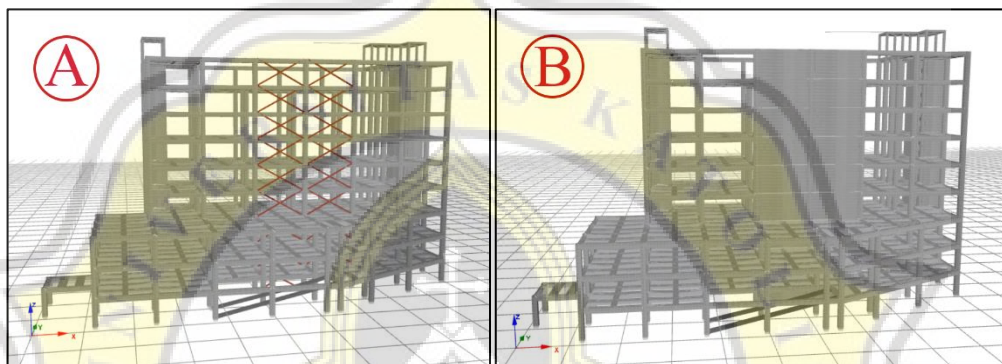


Gambar 4.32 Grafik *Displacement-Period* Pada Sumbu Y

Gambar 4.31 dan Gambar 4.32 menunjukkan bahwa *displacement-period* pada sumbu X arah kanan 35,89 detik 0,838 g dan arah kiri 34,13 detik 0,999 g. Pada sumbu Y, *displacement-period* arah kanan 30,57 detik 0,014 dan arah kiri 42,87 detik 0,126 g. Dapat disimpulkan dari grafik bahwa *displacement-period* terbesar terjadi pada sumbu X karena reaksi gempa pada sumbu Y lebih kecil dibandingkan pada sumbu X. Sehingga, gempa hanya mempengaruhi struktur pada satu arah dan menyebabkan *displacement-period* pada sumbu X lebih besar. Selanjutnya adalah pemasangan perkuatan struktur *bracing* dan *shear wall* pada sumbu X.

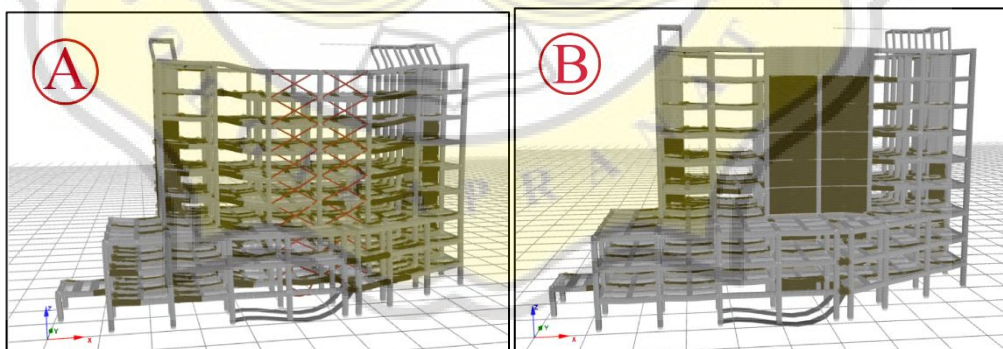
Pada tahap pemodelan struktur dengan perkuatan ini akan dilakukan dengan

menambahkan struktur yang menggunakan *bracing* dan struktur yang menggunakan *shear wall*. Pada penjelasan Gambar 4.26, disimpulkan bahwa pemasangan perkuatan dilakukan pada sumbu X, karena gaya gempa yang dihasilkan pada sumbu X lebih besar daripada sumbu Y. Perkuatan *shear wall* yang digunakan berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan. Sedangkan *bracing* yang digunakan menggunakan baja *WF* yang dimensinya lebih kecil daripada balok. Pemodelan struktur perkuatan *bracing* dan struktur perkuatan *shear wall* diperlihatkan pada Gambar 4.33.



Gambar 4.33 (A) Struktur Perkuatan *Bracing* dan (B) Struktur Perkuatan *Shear Wall*

Kemudian kedua model struktur perkuatan tersebut dianalisis *time history*. Hasil analisis pada kedua model tersebut diperlihatkan pada Gambar 4.34.



Gambar 4.34 (A) Hasil Analisis Pada Pemodelan Struktur *Bracing* dan (B) Pemodelan Struktur *Shear Wall*

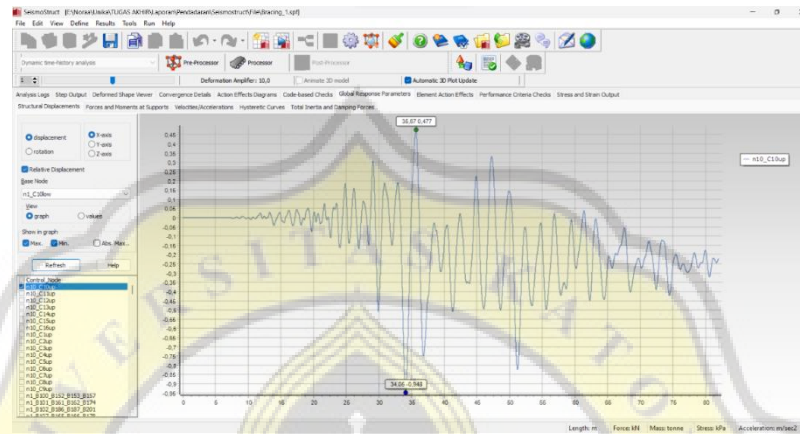
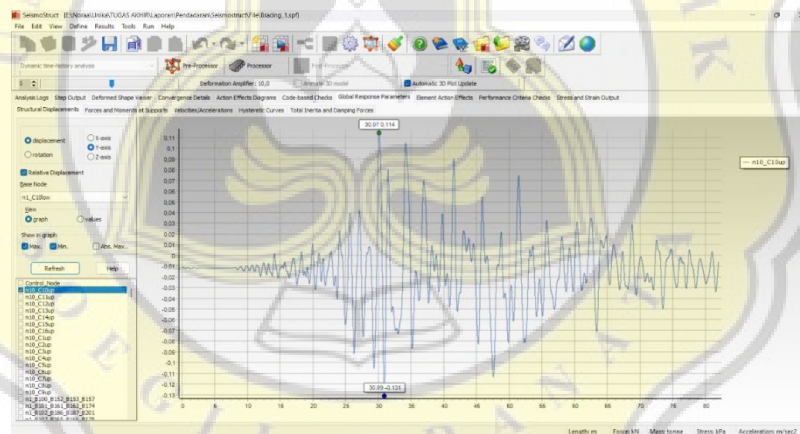
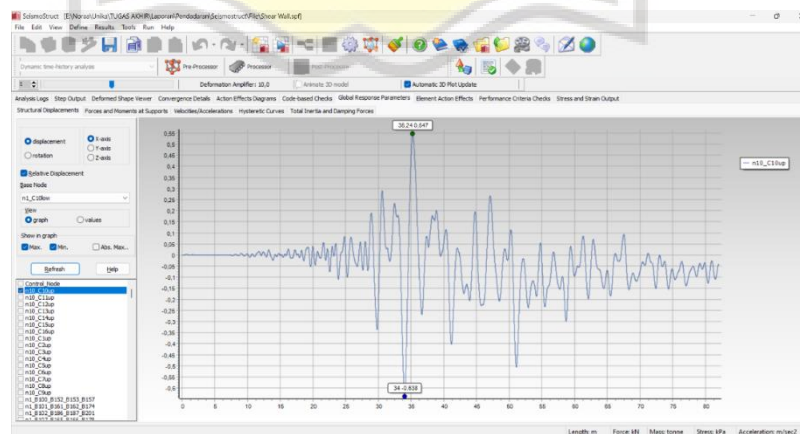
Berdasarkan hasil analisis pada Gambar 4.33, dapat diamati bahwa terdapat perbedaan signifikan pada *displacement* dan tingkat kerusakan pada kedua model tersebut. Untuk mengetahui lebih lanjut mengenai perbedaan tersebut, maka dilakukan perbandingan *displacement-period* pada struktur gedung yang

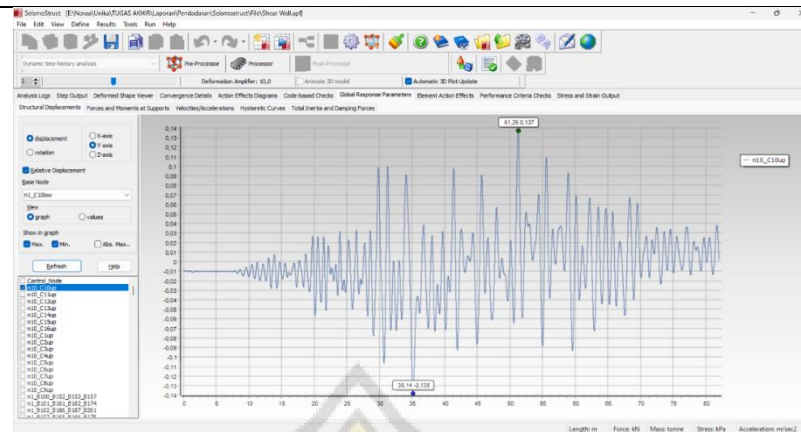


Tugas Akhir

Analisis Perbedaan Penggunaan *Bracing* dan *Shear Wall* pada Gedung Ditinjau Terhadap Nilai *Displacement-Period* dengan *Time History Analysis*

ditinjau pada titik tertentu. Titik tersebut adalah n10_C10up yang terletak pada sumbu X dan Y pada struktur gedung yang dipasang *bracing* atau *shear wall*. Hasil perbandingan *displacement-period* pada titik tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.35 dan Gambar 4.36 untuk model dengan *bracing* serta Gambar 4.37 dan Gambar 4.38 untuk model dengan *shear wall*.

Gambar 4.35 Grafik *Displacement-Period* Struktur *Bracing* Pada Sumbu XGambar 4.36 Grafik *Displacement-Period* Struktur *Bracing* Pada Sumbu YGambar 4.37 Grafik *Displacement-Period* Struktur *Shear Wall* Pada Sumbu X



Gambar 4.38 Grafik *Displacement-Period* Struktur *Shear Wall* Pada Sumbu Y

Setelah melakukan analisis terhadap model struktur dengan dan tanpa perkuatan, selanjutnya dilakukan perbandingan terhadap hasil grafik *displacement-period* dari ketiga model tersebut. Perbandingan tersebut ditampilkan pada Tabel 4.11 sebagai hasil akhir dari penelitian yang dilakukan. Dalam analisis tersebut, dilakukan evaluasi terhadap efektivitas penggunaan perkuatan pada struktur dan perbedaan hasil dari masing-masing model.

Tabel 4.11 Rekapitulasi Perbandingan Nilai Grafik *Displacement-Period* Terhadap Model Struktur Dengan Dan Tanpa Perkuatan

Struktur	<i>Displacement-Period</i> Sumbu X		<i>Displacement-Period</i> Sumbu Y	
	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri
Lantai 1				
Tanpa Perkuatan	35,65 sec, 0,058 g	33,98 sec, 0,106 g	35,86 sec, 0,016 g	34,95 sec, 0,009 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,63 sec, 0,046 g	33,96 sec, 0,097 g	35,51 sec, 0,015 g	34,26 sec, 0,012 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,2 sec, 0,033 g	33,96 sec, 0,055 g	35,14 sec, 0,011 g	34,31 sec, 0,005 g
Lantai 2				
Tanpa Perkuatan	35,68 sec, 0,139 g	34 sec, 0,228 g	35,91 sec, 0,021 g	38,58 sec, 0,016 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,64 sec, 0,1 g	33,97 sec, 0,2 g	35,9 sec, 0,025 g	34,28 sec, 0,023 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,21 sec, 0,071 g	33,96 sec, 0,109 g	35,16 sec, 0,02 g	34,29 sec, 0,011 g
Lantai 3				
Tanpa Perkuatan	35,72 sec, 0,23 g	34,02 sec, 0,343 g	40,58 sec, 0,028 g	38,58 sec, 0,025 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,65 sec, 0,152 g	33,98 sec, 0,281 g	35,92 sec, 0,031 g	34,32 sec, 0,036 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,21 sec, 0,109 g	33,97 sec, 0,163 g	35,17 sec, 0,027 g	34,26 sec, 0,018 g
Lantai 4				
Tanpa Perkuatan	35,76 sec, 0,333 g	34,06 sec, 0,459 g	33,91 sec, 0,027 g	38,6 sec, 0,029 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,64 sec, 0,203 g	33,99 sec, 0,357 g	35,93 sec, 0,032 g	36,95 sec, 0,051 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,22 sec, 0,147 g	33,98 sec, 0,217 g	35,17 sec, 0,031 g	34,24 sec, 0,025 g
Lantai 5				
Tanpa Perkuatan	35,76 sec, 0,333 g	34,06 sec, 0,459 g	33,98 sec, 0,032 g	47,78 sec, 0,035 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,54 sec, 0,252 g	34 sec, 0,419 g	35,91 sec, 0,031 g	36,96 sec, 0,068 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,23 sec, 0,182 g	33,98 sec, 0,264 g	35,18 sec, 0,036 g	34,23 sec, 0,032 g
Lantai 6				
Tanpa Perkuatan	35,79 sec, 0,51 g	34,15 sec, 0,639 g	34 sec, 0,032 g	47,64 sec, 0,048 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,54 sec, 0,292 g	34,01 sec, 0,471 g	35,68 sec, 0,031 g	36,99 sec, 0,084 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,24 sec, 0,214 g	33,98 sec, 0,305 g	35,18 sec, 0,039 g	36,44 sec, 0,039 g

Tabel 4.11 Rekapitulasi Perbandingan Nilai Grafik *Displacement-Period* Terhadap Model Struktur Dengan Dan Tanpa Perkuatan (Lanjutan)

Struktur	<i>Displacement-Period</i> Sumbu X		<i>Displacement-Period</i> Sumbu Y	
	Kanan	Kiri	Kanan	Kiri
Lantai 7				
Tanpa Perkuatan	35,77 sec, 0,567 g	34,16 sec, 0,692 g	33,96 sec, 0,027 g	50,35 sec, 0,062 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,47 sec, 0,327 g	34,02 sec, 0,514 g	35,68 sec, 0,032 g	37,04 sec, 0,102 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,25 sec, 0,242 g	33,99 sec, 0,34 g	35,17 sec, 0,042 g	36,45 sec, 0,048 g
Lantai 8				
Tanpa Perkuatan	35,77 sec, 0,615 g	34,17 sec, 0,733 g	37 sec, 0,026 g	50,37 sec, 0,078 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,47 sec, 0,36 g	34,03 sec, 0,548 g	35,61 sec, 0,032 g	37,06 sec, 0,12 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,26 sec, 0,267 g	33,99 sec, 0,37 g	35,17 sec, 0,044 g	36,45 sec, 0,057 g
Lantai 9				
Tanpa Perkuatan	35,78 sec, 0,649 g	34,18 sec, 0,757 g	36,98 sec, 0,026 g	50,38 sec, 0,092 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,47 sec, 0,385 g	34,03 sec, 0,581 g	35,59 sec, 0,034 g	37,06 sec, 0,136 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,26 sec, 0,29 g	33,99 sec, 0,397 g	35,14 sec, 0,046 g	36,41 sec, 0,065 g
Lantai 10				
Tanpa Perkuatan	35,9 sec, 0,866 g	34,15 sec, 1,015 g	33,94 sec, 0,081 g	39,29 sec, 0,167 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,64 sec, 0,554 g	34,04 sec, 0,921 g	25,35 sec, 0,022 g	37,03 sec, 0,182 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,2 sec, 0,534 g	34 sec, 0,638 g	35,11 sec, 0,071 g	51,22 sec, 0,134 g
Rata-rata				
Tanpa Perkuatan	35,76 sec, 0,43 g	34,09 sec, 0,543 g	35,61 sec, 0,032 g	43,65 sec, 0,056 g
Perkuatan <i>Bracing</i>	35,57 sec, 0,267 g	34,00 sec, 0,439 g	34,71 sec, 0,029 g	36,20 sec, 0,081 g
Perkuatan <i>Shear Wall</i>	35,23 sec, 0,209 g	33,98 sec, 0,286 g	35,16 sec, 0,037 g	36,83 sec, 0,043 g

Berdasarkan Tabel 4.11, *shear wall* dan *bracing* adalah dua teknik yang dapat digunakan dalam mengurangi *displacement-period* pada bangunan saat terjadi gempa bumi. Namun, berdasarkan hasil penelitian ini, dapat disimpulkan bahwa *shear wall* lebih kuat daripada *bracing* dalam mengurangi *displacement-period* dengan rata-rata nilai pada sumbu X arah kanan 35,23 sec, 0,209 g dan arah kiri 33,98 sec, 0,286 g, dan pada sumbu Y arah kanan 35,16 sec, 0,037 g dan arah kiri 36,83 sec, 0,043 g. Sedangkan pada perkuatan *bracing*, rata-rata nilai *displacement-period* pada sumbu X arah kanan 35,57 sec, 0,267 g dan arah kiri 34,00 sec, 0,439 g, dan pada sumbu Y arah kanan 34,71 sec, 0,029 g dan arah kiri 36,20 sec, 0,081 g.