

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1. Umum

Pada bagian ini akan ditampilkan data masukan dan hasil analisis struktur dari output Etabs 2016 v 16.0.3. Hasilnya berupa gaya geser dasar maksimum, displacement maksimum dan gaya dalam struktur. Selanjutnya hasil analisis digunakan sebagai data dalam modifikasi perencanaan Struktur Gedung Core Hotel Lombok dengan Sistem *Flat Slab*.

4.2. Data Perencanaan

4.2.1. Perencanaan Dimensi *Flat Slab*

Tebal minimum pelat tanpa balok interior yang menghubungkan tumpuan –tumpuannya dan mempunyai rasio bentang panjang terhadap bentang pendek yang tidak lebih dari dua, harus memenuhi ketentuan SNI–284–2013 Pasal 9.5.3.2. Dikarenakan mutu tulangan lentur direncanakan memakai fy 400 Mpa maka, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linear.

$$y = y_1 + \frac{(x-x_1)}{(x_2-x_1)} (y_2 - y_1) \quad (4.1)$$

Diketahui :

$$X_1 = 280$$

$$X_2 = 420$$

$$Y_1 = 36$$

$$Y_2 = 33$$

X = 400 , jadi :

$$y = 36 + \frac{(400-280)}{(420-280)} (33 - 36) = 33,43 \text{ (nilai yang dipakai)}$$

Panjang bentang $lx = 8000$ dan $ly = 9600$ sehingga tebal minimum pelat dalam dan luar tanpa balok interior dan dengan penebalan :

$$h = \frac{\ln}{33,43} = 9600/33.43 = 287.18 \approx 300 \text{ mm}$$

cek tebal pelat :

$$h_{\max} = \frac{\ln + (0,8 + (f_y/1500))}{36} = \frac{9600 + (0,8 + (400/1500))}{36} = 266,69 \approx 280 \text{ mm}$$

sehingga digunakan pelat dengan tebal 280 mm .

4.2.2. Perencanaan Dimensi Drop Panel

Drop panel pada struktur *flat slab* berfungsi sebagai pengganti balok serta mencegah geser ponds pada kolom. Sehingga dalam desain *drop panel* yang akan digunakan harus mempertimbangkan hal tersebut. Desain *drop panel* harus memenuhi persyaratan yang terdapat pada SNI 03-2847-2013 pasal 13.2.5 .

1. Lebar *drop panel*

Drop panel direncanakan berbentuk persegi, sehingga diambil bentang antar kolom yang paling panjang antara l_x dan l_y yaitu 9600 mm.

$$L_{\text{drop panel}} \geq 1/6 L_y \quad (4.2)$$

$$L_y \geq 1/6 \times 9600 = 1600 \text{ mm} = 160 \text{ cm}$$

Digunakan lebar *drop panel* 1600 mm untuk arah x dan arah y sehingga lebar total drop panel 3200 mm baik arah x maupun arah y.

2. Tebal *drop panel*

Dari perhitungan tebal pelat sebelumnya tebal pelat yang digunakan adalah 280 mm. Maka tebal *drop panel* ditentukan sebagai berikut ;

$$h_{\text{drop panel}} \geq 1/4 h_{\text{pelat}} \quad (4.3)$$

$$h_{\text{drop panel}} \geq 1/4 \times 280 \text{ mm} = 70 \text{ mm} = 7 \text{ cm}$$

Tebal *drop panel* yang telah didapatkan tidak boleh melebihi persyaratan yang ditentukan sebagai berikut :

$$h_{\text{drop panel}} \geq 1/4 S_e \quad (4.4)$$

Dimana S_e adalah jarak tepi kolom ekivalen ke tepi *drop panel*. Untuk dimensi kolom awal untuk perhitungan persyaratan ini direncanakan 850 mm x 850 mm dengan lebar *drop panel* arah X 1600 sehingga didapatkan, $S_e = 1600 - 0,5 \times 850 = 1175 \text{ mm}$. Maka,

$$h_{\text{drop panel}} \leq 1/4 \times 1175 \text{ mm} = 293,75 \text{ mm}$$

sehingga tebal *drop panel* yang digunakan adalah 150 mm = 15 cm

4.2.3. Desain Dimensi Kolom

Dalam desain kolom, digunakan dimensi kolom 85 x 85 cm pada lantai dasar dan lantai 1, 75 x 75 cm pada lantai 2 dan lantai 3, serta 65 x 65 cm pada lantai 4,lantai 5, dan lantai 6.

4.2.4. Desain *Shear Wall* (Dinding Geser)

Adapun ketentuan dimensi dinding geser antara lain yaitu :

1. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 m
2. Dalam pendimensian dinding geser digunakan SNI 2847-2013 pasal 15.5.3.1, yang menyebutkan bahwa ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau Panjang bagian dinding ditopang secara lateral, diambil yang terkecil dan tidak boleh kurang dari 100 .

Untuk tinggi gedung lantai Core Hotel yaitu 5,12 m dengan jarak antar kolom yang paling panjang 9,6 m, direncakan tebal dinding geser yaitu 0,3 m

$$T_{\min} = \frac{1}{25} \times 5,12 = 0,205 \text{ m} \approx 0,25 \text{ m} \geq 0,1 \text{ m}$$

$$T_{\min} = \frac{1}{25} \times 9,6 = 0,38 \text{ m} \approx 0,4 \text{ m} \geq 0,1 \text{ m}$$

Jadi diperoleh dimensi dinding geser yaitu lebar 1,5 m dengan tebal 0,4 m

4.2.5. Desain Dimensi Balok

$$H = \frac{\ln}{12} = \frac{9600}{12} = 800 \approx 900 \text{ mm}$$

$$B = H/2 = 900/2 = 450 \approx 500 \text{ mm}$$

Dimensi balok yang digunakan sebesar 50/90 cm.

4.3. Pembebanan Struktur

4.3.1. Pembebanan Plat Lantai

a. Beban Mati

Beban Mati merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban.

b. Beban Mati Tambah (*Superdead*)

• Spesi (t= 2 cm)	= 2 x 21	= 4 kg/m ²
• Keramik (t= 1 cm)	= 1 x 24	= 24 kg/m ²
• ME		<u>= 20 kg/m² +</u>
Beban Mati Tambah total		= 86 kg/m ² ≈ 0,86 kN/m ²

c. Beban Hidup

Pada perencanaan beban hidup, digunakan sesuai dengan fungsi Gedung itu sendiri, yaitu perhotelan. Sehingga beban hidup yang bekerja sebesar 2,5 kN/m².

4.3.2. Pembebanan Plat Atap

Pada pembebanan plat atap, terdiri dari berat sendiri, beban hidup dan beban mati tambah sebagai berikut :

1. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727-2013 beban hidup pada atap sebesar 100 kg/m² atau 1,00 kN/m².

2. Beban Mati Tambah

Pada perencanaan pembebanan plat atap, beban mati yang diperhitungkan adalah beban instalasi ME sebesar 0,20 kN/m²

4.3.3. Pembebanan Balok

Beban Mati Tambah

Perencanaan beban mati pada balok terdiri atas :

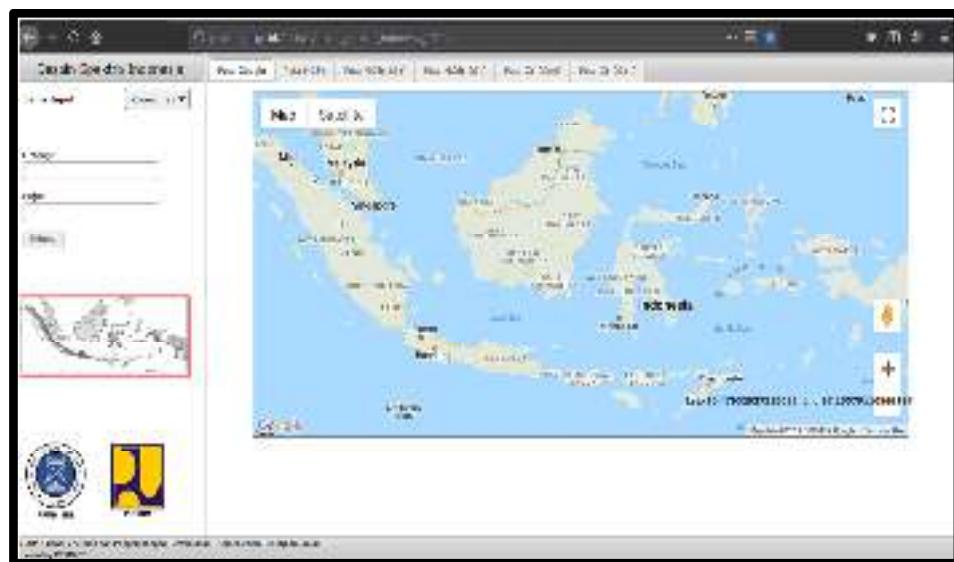
$$\begin{aligned} \text{Beban Dinding : -Lantai 2} &= 5,12 \times 2,5 \\ &= 12,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{-Lantai 3-6} &= 3,47 \times 2,5 \\ &= 8,675 \text{ kN/m} \\ \text{-Lantai atap} &= 3 \times 2,5 \\ &= 7,5 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

4.4. Beban Gempa Dinamik *Respon Spektrum*

4.4.1. Respon Spektrum Gempa Rencana

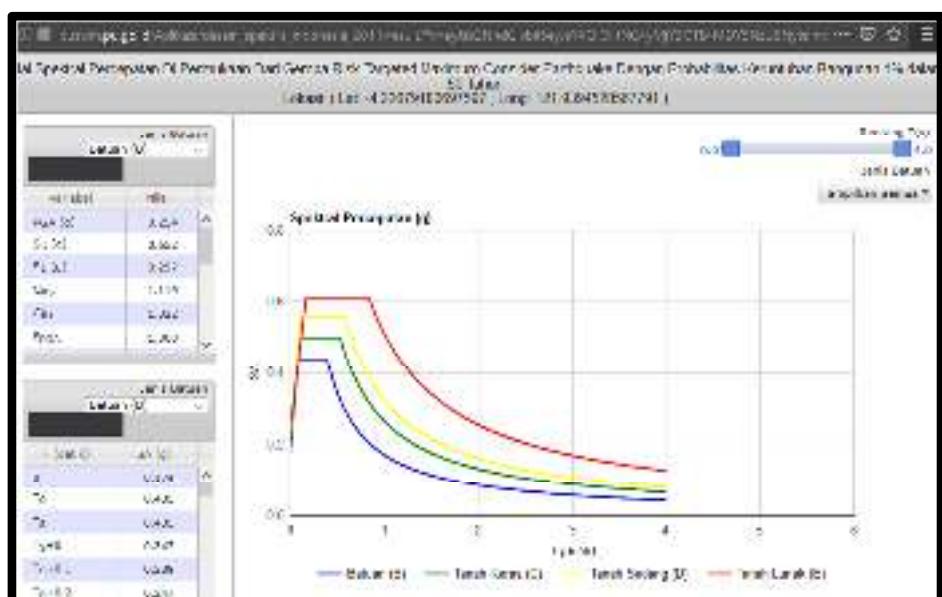
Perhitungan parameter-parameter *spektrum respons design* menggunakan program yang telah disediakan oleh Dinas Pekerjaan Umum (PU) melalui <http://puskim.pu.go.id>.



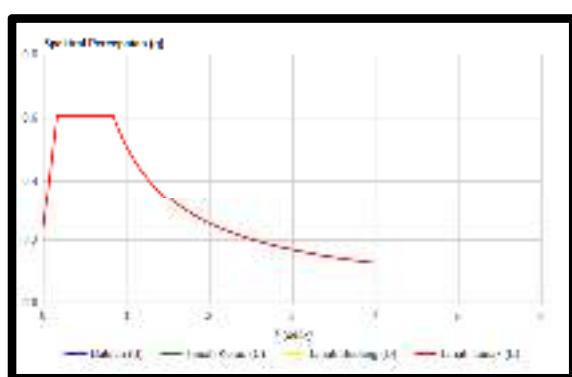
Gambar 4.1. Desain Spektra Indonesia (<http://puskim.pu.go.id>.)



Gambar 4.2. Tampilan koordinasi lokasi daerah



Gambar 4.3. Parameter percepatan gempa Core hotel



Gambar 4.4. Parameter percepatan tanah lunak

Pada wilayah Core Hotel termasuk kelas situs SE, data yang diperoleh adalah :

$$S_s : 0,652g$$

$$S_1 : 0,257g$$

Berdasarkan nilai $S_s = 0,652g$ diperoleh nilai F_a dengan cara interpolasi liniear sebagai berikut :

$$- \quad F_a = 1,7 + \frac{0,652 - 0,5}{0,75 - 0,5} \times (1,2 - 1,7) = 1,396$$

Berdasarkan nilai $S_1 = 0,652g$ diperoleh nilai F_v dengan cara interpolasi liniear sebagai berikut :

$$- \quad F_v = 3,2 + \frac{0,257 - 0,2}{0,3 - 0,2} \times (2,8 - 3,2) = 2,972$$

1. Penentuan parameter percepatan spectral desain

Menghitung nilai S_{ms} dan S_{m1}

$$- \quad S_{ms} = S_s \times F_a$$

$$= 0,652 \times 1,396$$

$$= 0,910$$

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

$$= 0,257 \times 2,972$$

$$= 0,764$$

Menghitung nilai S_{ds} dan S_{d1}

$$- \quad S_{ds} = \frac{2}{3} \times S_{ms}$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,91$$

$$= 0,607$$

$$- \quad S_{d1} = \frac{2}{3} \times S_{m1}$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,764$$

$$= 0,509$$

2. Penentuan kategori desain seismik

Nilai $S_{ds} = 0,607$ ($0,5 \leq S_{ds}$) dan kategori II masuk dalam kategori D

Nilai $S_{d1} = 0,509$ ($0,2 \leq S_{d1}$) dan kategori resiko II masuk dalam kategori D

Kesimpulan : Gedung ini termasuk kategori seismic D

3. Kurva spektrum respons desain

$$\text{- } T_o = 0,2 \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = 0,2 \frac{0,509}{0,607} = 0,168$$

$$\text{- } T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = \frac{0,509}{0,607} = 0,836$$

- Untuk periode $T \leq T_o$

$$Sa = S_{ds} \times \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right)$$

- Untuk periode T antara T_o dan T_s

$$Sa = S_{ds}$$

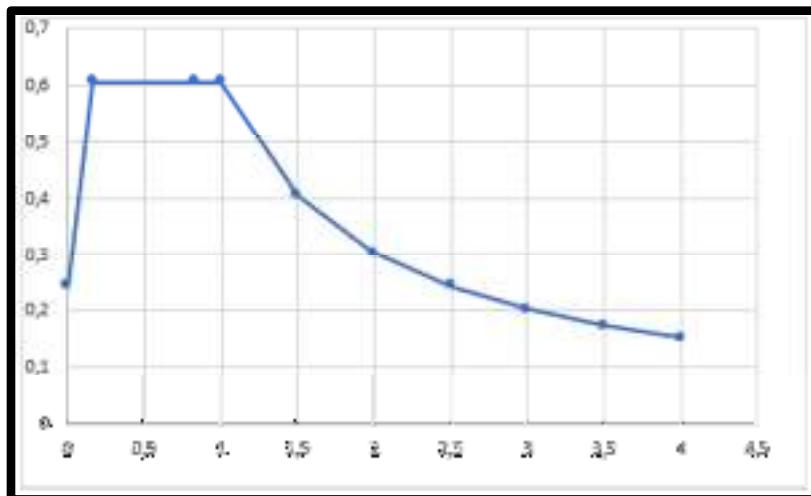
- Untuk perode $T \geq T_s$

$$Sa = \frac{S_{d1}}{T}$$

Tabel 4.1 Respon spectrum Hitungan dan PU

T (dt) Hitungan	Sa Hitungan	T (dt) PU	Sa (PU)
0	0,243	0	0,243
0,168	0,607	0,168	0,607
0,836	0,607	0,84	0,607
1	0,607	1	0,447
1,5	0,405	1,5	0,331
2	0,304	2	0,238
2,5	0,243	2,5	0,193
3	0,202	3	0,162
3,5	0,173	3,5	0,140
4	0,152	4	0,127

Digunakan respon spektrum hitungan karena memiliki nilai lebih besar.



Gambar 4.4. Grafik respons spectrum

4.4.2. Koefisien Modifikasi dan Faktor Pembesaran Defleksi

Sistem penahan-gaya gempa yang akan diterapkan pada struktur gedung. Dalam Tugas Akhir ini sistem penahan gaya seismik direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Untuk masing-masing nilai R , dan C_d ditentukan berdasarkan SNI-1726-2012.

Adapun data SRPMK yang digunakan :

- a) Koefisien modifikasi (R) : 8
- b) Faktor Pembesaran Defleksi (C_d) : 5,5
- c) Faktor Kuat Lebih system (Ω_0) : 3

Pada analisa *respon spektrum* dilakukan perhitungan untuk menentukan faktor skala guna mendistribusikan beban gempa menjadi beban dinamik yang bekerja pada struktur.

Pada *scale factor* harus diperhitungkan secara manual berdasarkan data struktur yang sudah ditentukan, yakni :

- Faktor keutamaan gedung (I) = 1 (untuk gedung perhotelan)

- Faktor skala gempa arah X $= (G \times I) / R$
 $= 9810 \times 1/8 = 1226,25$
- Faktor skala gempa arah Y $= 30\% \times$ Faktor skala gempa arah X
 $= 30\% \times 1226,25 = 367,875$

4.4.3. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) ditentukan berdasarkan dengan persamaan berikut :

$$T_a = C_t h_n^x \quad (4.5)$$

Dengan :

- ✓ $C_t = 0,0466$ dan $X = 0,9$ (untuk rangka beton pemikul momen)
- ✓ $h_n = 25,57$ m (ketinggian struktur di atas dasar struktur)
- ✓ $T_a = 0,0466 \times 25,57^{0,9} = 0,862$ detik $\times 1,4 = 1,2068$ dt
- ✓ $T_{awal} = 0,255 < 1,2068$, Syarat memenuhi

4.4.4. Kontrol dan Analisis

Setelah permodelan dan pembebanan struktur pada ETABS selesai dilakukan, maka selanjutnya perlu dilaksanakan pengecekan terhadap standar dan persyaratan yang berlaku. Pengecekan yang dilakukan adalah sebagai berikut.

1. Parameter Respon Terkombinasi

Menurut SNI 1726-2012, disebutkan bahwa untuk struktur gedung yang memiliki waktu getar alami yang berdekatan atau selisih nilainya kurang dari 15%, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau *CQC*). Jika waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau *SRSS*). Dimana pada awal melakukan analisa, waktu getar dianggap berdekatan dengan respons terkombinasi menggunakan *CQC*.

Selanjutnya dilakukan perhitungan guna mengetahui Selisih Periode (ΔT) setiap mode, dengan persamaan dibawah ini :

$$\Delta T = (T_1 - T_2)/T_1 \times 100\% \quad (4.6)$$

Tabel 4.2 Perhitungan selisih periode waktu (CQC)

Mode	Period (sec)	ΔT (%)
1	0,255	18,039
2	0,209	9,090
3	0,19	56,842
4	0,082	10,975
5	0,073	5,479
6	0,069	11,594
7	0,061	24,590
8	0,046	28,260
9	0,033	3,030
10	0,032	43,75
11	0,018	5,555
12	0,017	100,000

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan pada Tabel 4.2 terlihat bahwa waktu getar struktur terdapat nilai yang melebihi 15%, sehingga dilakukan modifikasi parameter respons kombinasi ragam spektrum menjadi SRSS sesuai dengan persyaratan SNI Gempa 1726-2012. Sehingga dengan memodifikasi parameter respons terkombinasi, akan memperoleh nilai-nilai yang diinginkan sesuai dengan waktu getar tersebut.

Tabel 4.3. Perhitungan selisih periode waktu (SRSS)

Mode	Period (sec)	ΔT (%)
1	0,255	18,039
2	0,209	9,090
3	0,19	56,842
4	0,082	10,975
5	0,073	5,479
6	0,069	11,594
7	0,061	24,590
8	0,046	28,260
9	0,033	3,030
10	0,032	43,75
11	0,018	5,555
12	0,017	100,000

2. Partisipasi Massa

Pada SNI Gempa 1726-2012 pada pasal 7.9.1 disebutkan bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan pertisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

Nilai partisipasi massa dapat diperoleh dari program ETABS. Nilai yang akan muncul pada table dapat dilihat pada kolom SUM X dan SUM Y seperti pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Nilai Partisipasi Massa Setiap Mode

Mode	Sum X	Sum Y
1	0,0001	0,6673
2	0,0372	0,7639
3	0,7866	0,7676
4	0,7866	0,8562
5	0,7869	0,8621
6	0,7869	0,872
7	0,8784	0,8721
8	0,8788	0,8946
9	0,9014	0,9024

Berdasarkan hasil analisa pada ETABS diperoleh nilai partisipasi massa yang melebihi dari 90%, sehingga telah sesuai dengan SNI Gempa 1726-2012 Pasal 7.9.1.

3. Gaya Geser Dasar Nominal, V (*Base Shear*)

Pada SNI Gempa 1726-2012 pasal 7.9.4.1 menyatakan bahwa, bila kombinasi respons untuk geser dasar raga (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen. Sehingga dapat dirumuskan :

$$V_{Dinamik} \geq 0,85 V_{statik} \quad (4.7)$$

Pada pengontrolan analisis ini dilakukan pada kombinasi pembebangan terbesar baik arah X maupun arah Y. Nilai *base shear* dapat diperoleh dari program ETABS yang hasilnya akan ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.5 Base shear

TIPE GEMPA		F	85% statik F	Syarat
STATIK	EQX	569,62	484,177	Vdynamik > 0,85 Vstatik terpenuhi
	EQY	569,62	484,177	
DINAMIK	RSX	3923,839		
	RSY	1063,084		

4. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar tingkat digunakan sebagai kontrol batas layan struktur. Dimana digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\Delta_n = \delta_{i+1} - \delta_i \leq \Delta a = 0,025 h_{sx} \quad (4.8)$$

Nilai simpangan tiap lantai diperoleh dari program ETABS yang kemudian akan dilakukan analisa untuk memperoleh simpangan antar lantai.

1) Simpangan antar Lantai dalam Arah X.

Tabel 4.6 Simpangan antar lantai arah x

STORY/ LANTAI	hsx	UX	Δ	$\Delta_{ijin} =$ Da	KONTROL
	mm	mm	Mm	mm	AMAN
STORY 8	3000	1,226	0,057	75	OK
STORY 7	3470	1,169	0,086	86,75	OK
STORY 6	3470	1,083	0,128	86,75	OK
STORY 5	3470	0,955	0,164	86,75	OK
STORY 4	3470	0,791	0,188	86,75	OK
STORY 3	3470	0,603	0,207	86,75	OK
STORY 2	5120	0,396	0,295	128	OK
STORY 1	2850	0,101	0,101	71,25	OK
BASE	0	0	0	0	OK

2) Simpangan antar Lantai dalam Arah Y.

Tabel 4.7 Simpangan antar lantai arah Y

STORY/ LANTAI	hsy	UY	Δ	$\Delta_{ijin} = \frac{\Delta}{\Delta_a}$	KONTROL
	mm	mm	Mm	mm	AMAN
STORY 8	3000	2,794	0,31	75	OK
STORY 7	3470	2,484	0,301	86,75	OK
STORY 6	3470	2,183	0,341	86,75	OK
STORY 5	3470	1,842	0,379	86,75	OK
STORY 4	3470	1,463	0,395	86,75	OK
STORY 3	3470	1,068	0,385	86,75	OK
STORY 2	5120	0,683	0,517	128	OK
STORY 1	2850	0,166	0,166	71,25	OK
BASE	0	0	0	0	OK

4.5. Analisa Struktur

4.5.1. Perhitungan Tangga

4.5.1.1 Desain Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan data desain sebagai berikut :

Mutu beton (f'c)	=	30	Mpa
Mutu baja (fy)	=	400	Mpa
Tinggi antar lantai	=	347	cm
Panjang bordes	=	320	cm
Lebar bordes	=	120	cm
Lebar injakan	=	30	cm
Tinggi tanjakan	=	17	cm
Lebar tangga	=	140	cm
Tebal pelat tangga	=	12	cm
Tebal pelat bordes	=	12	cm
Tebal selimut beton	=	2	cm

Dengan acuan diatas, untuk jumlah tanjakan, injakan, sudut kemiringan tangga, tebal pelat rata-rata, dan tebal rata-rata pelat tangga dihitung berdasarkan setengah tinggi dari tinggi antar lantai :

- Jumlah tanjakan : $nt = \frac{173,5}{17} = 10,2 \approx 11$ Buah
- Jumlah injakan : $ni = nt^{-1} = 10$ Buah
- Sudut kemiringan (α) : $\tan^{-1}(17 / 30) = 29,539^\circ$

• Pembebanan Tangga

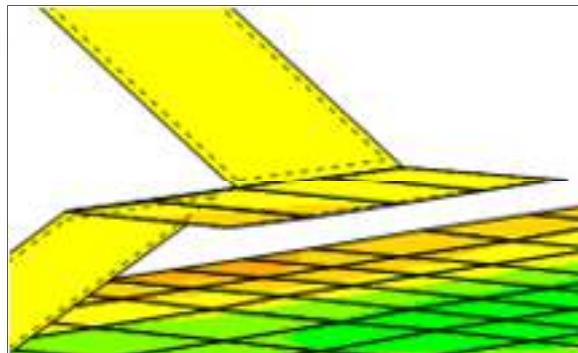
Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned}
 \text{Tegel} &: 0,01 \times 24 = 0,24 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Spesi (2 cm)} &: 0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Sandaran} &: \underline{\underline{= 0,5 \text{ kN/m}^2}} \\
 &\quad = 1,16 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{SDL}$$

Beban Hidup (LL)

Beban Hidup Tangga : $4,97 \text{ kN/m}^2$

Berdasarkan Etabs 2016 V6.0.2 tangga di desain sebagai berikut diketahui :



Gambar 4.5. Desain tangga

$M_u = 41,335 \text{ kNm}$

Digunakan tulangan polos 16-85

-Luas tulangan terpakai

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b/S \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 1000/85 \\
 &= 2364,23 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

-Tinggi balok regangan

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f/c \times b}$$

$$= \frac{2364,23 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000}$$

$$= 37,086 \text{ mm}$$

-Momen nominal

$$M_n = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 2364,23 \times 400 \times \left(92 - \frac{37,086}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 70,413 \text{ kNm}$$

Syarat : $\phi M_n \geq M_u$

$$0,9 \times 70,413 \geq 41,335$$

$$63,372 \geq 41,335 \quad \text{OK, pelat mampu menahan beban}$$

4.5.1.2. Balok Bordes 25 x 50

Desain balok bordes sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5a yakni balok bordes dianggap merupakan balok tertumpu sederhana. Sehingga untuk dimensi balok bordes dengan panjang (1) 3200 mm didapatkan

$$h = \frac{1}{12} \times \frac{3200}{12} = 266.6667 > 500 \text{ mm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 500 = 250 \text{ mm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan ukuran balok 250 x 500 mm²

Pembebanan Balok Bordes Bawah

Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding diatas nya, berat sendiri akibat tangga.

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}$$

$$qd = 360 \text{ kg/m}$$

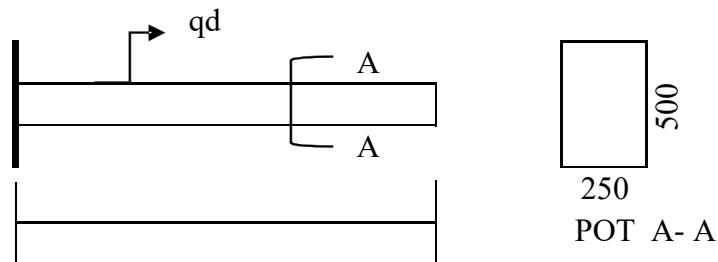
$$Qd \text{ ultimate} = 1,2 \times qd = 1,2 \times 360 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Pelat Bordes} = \underline{9,648} +$$

$$qu = 441,648 \text{ kg/m}$$

Analisis Gaya Dalam Balok Bordes

Balok Bordes BA2 terletak bebas pada satu ujung dan terjepit pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.6. Balok Bordes

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{1}{10} \times qu \times l^2 = \frac{1}{10} \times 441,648 \times 3,2^2 = 452,248 \text{ kg/m} \\ &= 4522476 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - (1/2 \phi \text{lentur})$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{12}{2} = 444.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{4522476}{0.9 \times 300 \times 444^2} \\ &= 0.084966 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.686$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.085}{400}} \right) = 0.000213 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{array}{lcl} \rho \text{ min} & > & \rho \text{ perlu} \\ 0,0035 & > & 0,000212771 \longrightarrow \rho \text{ digunakan yaitu } 0,0035 \end{array}$$

Tulangan Lentur Tarik

$$As = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d = 0,0035 \times 300 \times 444,0 = 466,2 \text{ mm}^2 \quad \text{SNI}$$

2847 : 2013 Ps. 10.5.1 menetapkan As tidak boleh kurang dari :

$$As_{\min} = \frac{0.25}{f_y} b w d \sqrt{f'_c} \quad \text{atau} \quad \frac{1.4 \text{ bwd}}{f_y}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25}{400} \sqrt{30} \times 300 \times 444.0 = 455.979 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1.4 \text{ bwd}}{f_y} = \frac{1.4 \times 300 \times 444.0}{400} = 466.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{maka } As_{\text{pakai}} = 455,979 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan D - 12 mm (A D 12) = 113,097 mm}^2)$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{pakai}}}{A D 12} = \frac{455.979}{113.097} = 4 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\text{Digunakan tulangan 5 D 12 (As = 565,487 mm}^2)$$

Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar 1/2 dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah, berdasarkan SNI 2847 – 2013.

$$\text{Digunakan tulangan lentur tekan 2 D 12 (As = 911,9580582 mm}^2)$$

Kontrol kapasitas Penampang

- Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85 \times f_c \times b} = \frac{911.958 \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 47.684 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tegangan persegi ekivalen

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{47.684}{0.85} = 56.099 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

$$= 0.003 \times \left(\frac{4440}{56.099} - 1 \right) = 0.02074 \longrightarrow \phi = 0.9$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0.9$$

$$\phi M_n = \phi \times As \times f_y \times (d - 1/2 a)$$

$$\begin{aligned}\dot{\Omega}M_n &= 0,9 \times 911,958 \times 400 \times \left(\frac{1}{2} \times 47,68 \right) \\ &= 137939917,2 \text{ Nmm} = 13793,99172 \text{ kgm} \\ \dot{\Omega}M_n &= 13793,99172 \text{ kgm} > M_u = 452,247552 \text{ kgm OK}\end{aligned}$$

• Penulangan geser

$$V_u = 0,5 q_u l = 0,5 \times 441,648 \times 3,2 = 706,6368 \text{ kg}$$

$$\dot{\Omega} V_c = \dot{\Omega} (0,17 \lambda \sqrt{f_c b d})$$

$$\dot{\Omega} V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 300 \times 444,0) \times 10^{-1}$$

$$\dot{\Omega} V_c = 9301,972194 \text{ kg}$$

$$1/2 \dot{\Omega} V_c \leq V_u$$

$$4651 \text{ kg} > 706,6368 \text{ kg}$$

kekuatan geser balok tidak mencukupi, dengan demikian dipasang tulangan geser minimum

$$V_{cl} = 0,3333 \sqrt{f_c b w d}$$

$$V_{cl} = 0,333 \sqrt{30} \times 300 \times 444,0 = 242945,6267 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{cl}$$

$$0 \leq 242945,6267 \text{ kg}$$

Digunakan D 10, dua kaki ($A_v = 78,53981634 \text{ mm}^2$)
pada jarak maximum yang dipilih nilai terkecil antara :

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{444,0}{2} = 222 \approx 220 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_y t}{0,35 b w} = \frac{78,54 \times 400}{0,35 \times 300} = 299,1993 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

dipakai $S = 220 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D 10 - 220)

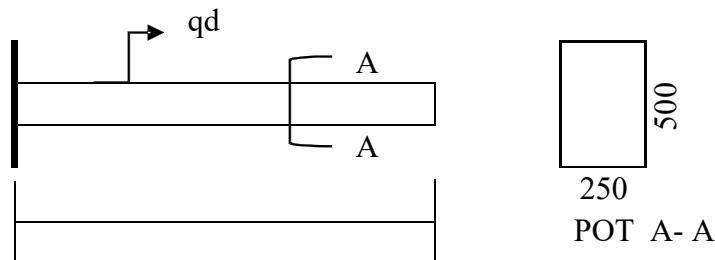
• Pembebanan balok bordes atas

Balok bordes dirancang dapat menerima beban dinding diatasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok} &= 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 2 \times 250 = \underline{500 \text{ kg/m}} + \\ &\quad qd = 860 \text{ kg/m} \\ \text{qd Ultimit} &= 1,2 \times qd = 1,2 \times 860 = 1032 \text{ kg/m} \\ &\quad qu = 1032 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Analisa Gaya Dalam Balok bordes

Balok Bordes terletak bebas pada satu ujung dan terjepit pada ujung yang lainnya.



Gambar 4.7. Balok Bordes

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{1}{10} \times qu \times l^2 = \frac{1}{10} \times 1032 \times 3.2^2 = 1056.768 \text{ kg/m} \\ &\quad = 10567680 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Pada perencanaan awal, ϕ diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{sengkang} - (1/2 \phi \text{lentur})$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{12}{2} = 444.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{10567680}{0.9 \times 300 \times 444.0^2} \\ &= 0.199 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.686$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.199}{400}} \right) = 0.000498 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$$

$$0.0035 > 0.0005 \longrightarrow \rho \text{ digunakan yaitu } 0.0035$$

Tulangan Lentur Tarik

$$As = \rho \text{ pakai} \times b \times d = 0,0035 \times 300 \times 444,0 = 466,2 \text{ mm}^2$$

SNI 2847 : 2013 Ps. 10.5.1 menetapkan As tidak boleh kurang dari :

$$As_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f/c}}{f_y} b w d \quad \text{atau} \quad \frac{1,4 b w d}{f_y}$$

$$As_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 444,0 = 455,979 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4 b w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 300 \times 444,0}{400} = 466,2 \text{ mm}^2$$

maka As pakai = 455,979 mm²

Digunakan tulangan D – 12 mm (A D 12 = 113,097 mm²)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{\text{As pakai}}{\text{A D 12}} = \frac{455,979}{113,097} = 4 \approx 5 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan 5 D 12 (As = 565,487 mm²)

Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar 1/2 dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah, berdasarkan SNI 2847 – 2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2 D 12 (As = 911,9580582 mm²)

Kontrol kapasitas Penampang

- Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{\text{As} \times f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{911,958 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 47,684 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekat terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{47,684}{0,85} = 56,099 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \\ &= 0,003 \times \left(\frac{444,0}{56,099} - 1 \right) = 0,020743773 \longrightarrow \phi = 0,9 \end{aligned}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned}
 \dot{\Omega}_{Mn} &= \dot{\Omega} \times A_s \times F_y \times (d - 1/2 a) \\
 \dot{\Omega}_{Mn} &= 0,9 \times 911,958 \times 400 \times (444,0 - \frac{1}{2} \times 47,68) \\
 &= 137939917,2 \text{ Nmm} = 13793,99172 \text{ kgm} \\
 \dot{\Omega}_{Mn} &= 13793,99172 \text{ kgm} > M_u = 1056,77 \text{ kgm OK}
 \end{aligned}$$

Penulangan geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 0,5 q_u l = 0,5 \times 1032 \times 3,2 = 1651,2 \text{ kg} \\
 \dot{\Omega} V_c &= \dot{\Omega} (0,17 \lambda \sqrt{f_c b d}) \\
 \dot{\Omega} V_c &= 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{30} \times 300 \times 444,0) \times 10^{-1} \\
 \dot{\Omega} V_c &= 9301,972194 \text{ kg} \\
 1/2 \dot{\Omega} V_c &\leq V_u \\
 4651 \text{ kg} &> 1651,2 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

kekuatan geser balok tidak mencukupi, dengan demikian dipasang tulangan geser minimum

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,3333 \sqrt{f_c b w d} \\
 V_{c1} &= 0,333 \sqrt{30} \times 300 \times 444,0 = 242945,6267 \text{ kg} \\
 V_s &\leq V_{c1} \\
 0 &\leq 242945,6267 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Digunakan D 10, dua kaki ($A_v = 78,5 \text{ mm}^2$)
pada jarak maximum yang dipilih nilai terkecil antara :

$$\begin{aligned}
 S_2 &= \frac{d}{2} = \frac{444,0}{2} = 222 \Rightarrow 220 \text{ mm} \\
 S_3 &= \frac{A_v f_y t}{0,35 b w} = \frac{78,53 \times 400}{0,35 \times 300} = 299,199 \text{ mm} \\
 S_4 &= 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

dipakai $S = 220 \text{ mm}$ (dipasang sengkang D 10 - 220)

4.5.2. Balok

A. Penulangan akibat momen lentur

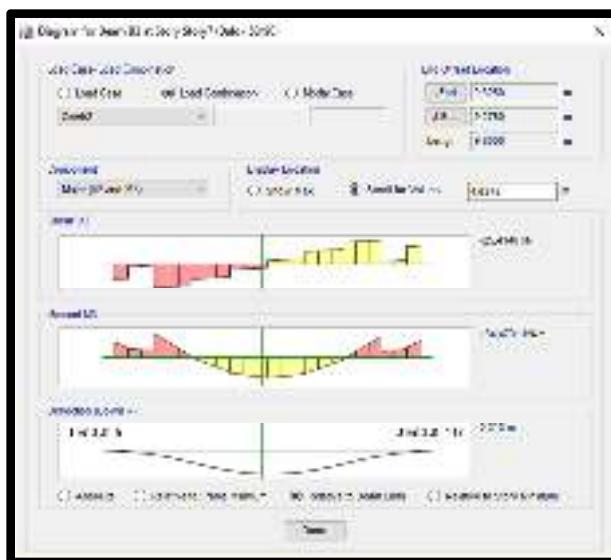
Untuk contoh perhitungan, digunakan balok B3 Berdasarkan hasil perhitungan statika ETABS 2016 Vs 16.0.2 diperoleh data sebagai berikut:

$$M_{max} (+) \text{ (lapangan)} = 134,473 \text{ kNm}$$

$$M_{max} (-) \text{ (Tumpuan)} = 165,093 \text{ kNm}$$



Gambar 4.8. Hasil Etabs



Gambar 4.9. Hasil Etabs

Direncanakan penulangan dengan data bahan dan ukuran balok sebagai berikut:

Lebar balok (b) : 500 mm

Tinggi balok (h) : 900 mm

Diameter tulangan utama : 22 mm

Diameter sengkang	: 10 mm
Tebal selimut beton	: 40 mm
Jarak antar tulangan	: 50 mm
Mutu tulangan utama	: 400 Mpa
Mutu tulangan sengkang	: 240 Mpa
Mutu beton	: 30 Mpa

Tinggi efektif tulangan utama :

$$\begin{aligned}
 d &= h - p - \emptyset_{\text{sengkang}} - \emptyset_{\text{tul. Utama}} 0,5 \text{ jarak tulangan} \\
 &= 900 - 40 - 12 - 22 - 0,5 \times 50 \\
 &= 803 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

1. Tulangan Tumpuan

Perhitungan tulangan Tarik

Terlebih dahulu dihitung penulangan dengan anggapan hanya tulangan tarik

Momen nominal :

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{165,093}{0,9} = 183,437 \text{ kNm}$$

Batas rasio tulangan :

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} & \rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} & \text{atau} &= \frac{\sqrt{30}}{4(400)} \\
 &= 0,0035 & &= 0,00342 \\
 \rho_{\min} &= 0,0035 \\
 \beta_1 &= 0,85 - \{0,05 \times (f'_c - 28) / 7\} \\
 &= 0,85 - \{0,05 \times (30 - 28) / 7\} \\
 &= 0,836 \\
 \rho_{\max} &= \frac{382,5 \times \beta_1 \times f'c}{(600 + f_y) f_y} \\
 &= \frac{382,5 \times 0,836 \times 30}{(600 + 400) 400} \\
 &= 0,02397
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan tunggal akibat momen lentur dengan dimensi yang ada :

$$\begin{aligned}\rho_{\text{Perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u}{\phi \cdot 0,85 \times f'c \times b \times d^2}}\right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 165,093 \times 10^6}{0,9 \times 0,85 \times 30 \times 500 \times 803^2}}\right) \\ &= 0,0014\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{Perlu}} < \rho_{\max}$$

$$0,0035 > 0,0014 < 0,0240, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

Luas tulangan tarik yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s u &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 500 \times 803 = 1405,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah tulangan tarik dengan D 22 = 380,133 mm²

$$n = \frac{A_s u}{A_{\text{tul}}} = \frac{1405,250}{380,133} = 3,7 \approx 4 \text{ batang}$$

Luas tulangan aktual :

$$A_s = 4 \times 380,133 = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan aktual :

$$\begin{aligned}\rho &= A_s / b \times d \\ &= 1520,53 / (500 \times 803) \\ &= 0,00379\end{aligned}$$

Kontrol terhadap rasio tulangan batas :

$$\rho < \rho_{\text{maks}}$$

$$0,00379 < 0,02397, \text{ maka tidak diperlukan tulangan tekan}$$

Namun sebagai pengait tulangan sengkang, maka diberikan tulangan tekan.

Dicoba tulangan tekan 3 batang

$$\begin{aligned}\rho' &= A_s' / b \times d \\ &= 3 \times 380,133 / (500 \times 803) = 0,00284\end{aligned}$$

Kontrol kondisi tulangan tekan (leleh atau belum) :

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{d'}{d} \times \frac{600}{600-f_y}$$

$$0,00379 - 0,00284 \geq \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \times \frac{40 + (22 / 2)}{803} \times \frac{600}{600-400}$$

$$0,00284034 < 0,01015 \longrightarrow \text{Tulangan tekan belum leleh}$$

Tegangan tekan baja aktual, dihitung menggunakan kontrol keseimbangan gaya. Dalam perhitungan, dihitung nilai c yang merupakan tinggi garis netral regangan, menggunakan persamaan kuadrat :

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (4.9)$$

dengan :

$$\begin{aligned} A &= \beta_1 \times b \times 0,85 \times f'_c \\ &= 0,836 \times 500 \times 0,85 \times 30 \\ &= 10655,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= A's \times 0,003 \times E_s - A_s \times f_y \\ &= 1140,40 \times 0,003 \times 200000 - 1520,53 \times 400 \\ &= 76026,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= -A's \times 0,003 \times E_s \times d \\ &= -1140,40 \times 0,003 \times 200000 \times 61 \\ &= -41738572 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} c &= 59,121 \text{ mm} \\ C_s &= \frac{c-d'}{c} \times 0,003E_s \times A's \\ &= \frac{59,1212-61}{59,1212} \times 600 \times 1140,40 \\ &= 21744,7 \end{aligned}$$

Sehingga, tegangan tekan baja aktual :

$$f's = \frac{Cs}{A's} = \frac{21744,7}{1140,40} = 19,0677 \text{ Mpa}$$

tinggi balok tekan beton :

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \times fy - A's \times f's}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{1520,53 \times 400 - 1140,40 \times 19,0677}{0,85 \times 30 \times 500} \\ &= 45,997 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal yang mampu ditahan balok :

$$\begin{aligned} Mn &= \{(As \times fy - A's \times f's) \times (d - a/2)\} + \{(A's \times f's) \times (d - d')\} \\ &= \{(1520,53 \times 400 - 1140,40 \times 19,0677) \times (803 - 23,00)\} + \\ &\quad \{(1140,40 \times 19,0677) \times (803 - 61)\} \\ &= 457445465,949 + 16134602,47 \\ &= 473580068,415 \text{ Nmm} \\ &= 473,58 > 183,437 \text{ kNm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mr &= Mn \times \phi \\ &= 473,58 \times 0,9 \\ &= 426,222 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Perhitungan tulangan akibat momen positif

Balok merupakan balok T

Momen nominal

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{134,473}{0,9} = 149,415 \text{ kNm}$$

Kontrol terhadap balok T murni

Lebar efektif balok T dalam menahan tekan :

$$b = L/4 = 8000/4 = 2000 \text{ mm}$$

$$b = 8000 \text{ mm}$$

$$b = \text{mm}$$

$$b = bw + 8 \times hf$$

$$= 500 + 8 \times 220$$

$$= 2260 \text{ mm}$$

dambil b efektif : 2000 mm

Kuat tekan beton sisi tekan setebal flens

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times h_f$$

$$= 0,85 \times 30 \times 2000 \times 220$$

$$= 11220000 \text{ N}$$

Kemampuan menahan momen akibat beton tekan flens :

$$M_{nc} = C_c \times (d - h_f/2)$$

$$= 11220000 \times (803 - 220/2)$$

$$= 7775460000 \text{ Nmm}$$

$$= 7775,46 \text{ kNm}$$

$$M_{nc} > M_n$$

7775,46 > 149,415 , maka penulangan dihitung sebagai balok biasa

Dihitungan penulangan dengan anggapan hanya menggunakan tulangan tarik.

Batas rasio tulangan :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \text{atau} \quad \rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400} \quad = \frac{\sqrt{30}}{4(400)}$$

$$= 0,0035 \quad = 0,003423$$

$$\rho_{min} = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85 - \{0,05 \times (f'_c - 28)/7\}$$

$$= 0,85 - \{0,05 \times (30 - 28)/7\}$$

$$= 0,836$$

$$\rho_{max} = 0,75 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \times \frac{bw}{b} \times \left\{ \beta_1 \left(\frac{600}{600+f_y} \right) + \frac{(b-bw)h_f}{bw \times d} \right\}$$

$$= 0,75 \frac{0,85 \times 30}{400} \times \frac{500}{2000} \times \left\{ 0,836 \left(\frac{600}{600+400} \right) + \frac{(2000 - 500) 220}{500 \times 803} \right\}$$

$$= 0,0158$$

Rasio tulangan tunggal akibat momen lentur dengan dimensi yang ada :

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u}{\phi 0,85 \times f'c \times b \times d^2}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 149,415 \times 10^6}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 500 \cdot 803^2}} \right) \\ &= 0,0013\end{aligned}$$

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

$$0,0035 > 0,0009 < 0,0158, \text{ maka } \rho_{\text{pakai}} \text{ yaitu} = 0,0035$$

Luas tulangan tarik yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_{s,u} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 500 \times 803 \\ &= 1405,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah tulangan tarik dengan 22 = 380,133 mm^2

$$n = \frac{A_{s,u}}{Atul} = \frac{1405,250}{380,133} = 3,7 \approx 4 \text{ batang}$$

Luas tulangan aktual :

$$\begin{aligned}A_s &= 4 \times 380,133 = 1520,531 \text{ mm}^2 \\ a &= \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times f'c \times b} \\ &= \frac{1520,531 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} \\ &= 47,703 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kontrol terhadap batas rasio tulangan :

$$\begin{aligned}\rho &= A_s / b \times d \\ &= 1520,531 / (500 \times 803) \\ &= 0,00379 \\ \rho_t &= A_s / b_w \times d \\ &= 1520,531 / (500 \times 803) \\ &= 0,00379\end{aligned}$$

$$\rho < \rho_{\max}$$

$$0,00379 < 0,0158 \longrightarrow \text{OK}$$

$$\rho_t < \rho_{\min}$$

$$0,00379 < 0,0035 \longrightarrow \text{OK}$$

$$M_n = 0,85 \times f'_c \times b \times a (d - a / 2)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 500 \times 47,703 (803 - 47,703 / 2)$$

$$= 473887752,4 \text{ Nmm}$$

$$= 473,89 \text{ kNm}$$

$$M_r = M_n \times \phi$$

$$= 473,89 \times 0,9$$

$$= 426,499 \text{ kNm}$$

B. Penulangan akibat gaya geser

Untuk contoh perhitungan, digunakan balok portal yang sama dengan balok portal pada perhitungan penulangan akibat gaya geser. Berdasarkan hasil perhitungan statika dengan ETABS 2016 Vs 16.0.2 diperoleh data :

$$\text{Gaya geser maks} \quad (V_u) = 150,288 \text{ kN}$$



Gambar 4.10. Hasil Etabs

Direncanakan penulangan dengan data bahan dan ukuran balok sebagai berikut :

Lebar balok (b)	:	500 mm
Tinggi balok (h)	:	900 mm
Diameter tulangan utama	:	22 mm
Diameter sengkang	:	10 mm
Tebal selimut beton	:	40 mm
Mutu tulangan sengkang	:	240 Mpa
Mutu beton	:	30 Mpa

Momen torsi dan gaya geser nominal

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{150,3}{0,75} = 200,4 \text{ kN}$$

Menghitung kuat geser balok portal

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} bw d ; \lambda ; 1 \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 500 \times 803 \\ &= 373848,032 \text{ N} \\ &= 373,848 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 0,75 \times 373,848 = 280,386 \text{ kN} > V_n = 200,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser yang harus ditahan sengkang

$$V_n = V_n = 200,4 \text{ kN}$$

Apabila digunakan sengkang P 10 dua kaki, maka :

$$\begin{aligned} A_v &= 2 A_s \\ &= 2 \times (\pi / 4 \times 10^2) \\ &= 157,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang minimum :

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v f_y d}{V_s} \\ &= \frac{157,08 \times 240 \times 803}{200383,9} \\ &= 151,072 \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2874 – 2013 Pasal 11.4.5, Nilai Vs tidak boleh lebih dari :

$$\begin{aligned}0,33 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d &> Vs \\0,33 \times \sqrt{30} \times 500 \times 803 &> 200,4 \text{ kN} \\725705 \text{ N} &> 200,4 \text{ kN} \\725,705 \text{ kN} &> 200,4 \text{ kN OK}\end{aligned}$$

Maka, jarak sengkang vertikal maksimum adalah nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned}S \leq d/2 &= 803/2 = 402 \text{ mm} \\S \leq 16D &= 16 \times 22 = 352 \text{ mm} \\S \leq 16P &= 48 \times 10 = 480 \text{ mm} \\S \leq 600 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang sengkang P 10 – 200 mm untuk daerah tumpan dan P 10 – 200 mm untuk daerah lapangan.

C. Desain Tulangan Badan

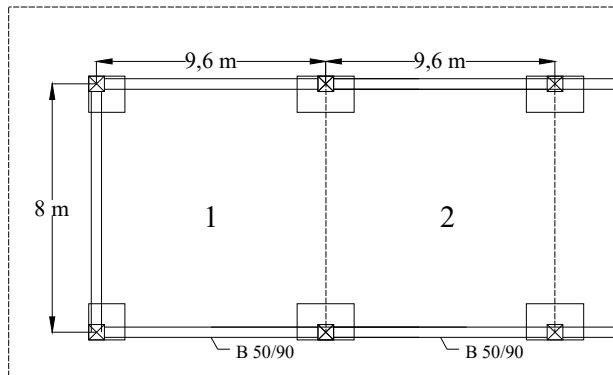
Dimensi balok yang relatif tinggi (lebih dari 400 mm) membuat resiko retak pada bagian badan semakin besar. Maka harus diberi tulangan pinggang dengan jarak antar tulangan maksimal $d/6$ atau 300 mm.

$$\begin{aligned}s &\leq d/6 \\s &\leq 803/6 \text{ atau } s \leq 300 \text{ mm} \\s &\leq 134 \text{ mm} \\s \text{ pakai} &= 300\end{aligned}$$

Karena tinggi balok 900 jadi digunakan 4 buah tulangan.

4.5.3. Desain Pelat

Digunakan pelat lantai pada lantai satu, karena merupakan pelat dengan ukuran terluas .



Gambar 4.11. Pelat

Data perencanaan :

$L_y = 9,6 \text{ m} = 9600 \text{ mm}$	$B = 50/90 \text{ cm}$
$L_x = 8 \text{ m} = 8000 \text{ mm}$	$L_n = L_y - 2(0,5 \times b)$
$f'_c = 30 \text{ MPa}$	$= 9600 - 2(0,5 \times 500)$
$f_y = 400 \text{ MPa}$	$= 9100 \text{ mm}$
$t_{\text{pelat}} = 280 \text{ mm}$	$d = t_{\text{pelat}} - t_s - 0,5D$
$t_s = 20 \text{ mm}$	$= 254 \text{ mm}$
$T_{ta} = 5,12 \text{ mm}$	$K = 85/85 \text{ cm}^2$
$T_{tb} = 2,85 \text{ mm}$	$D_{\text{tul}} = 12 \text{ mm}$

1. Berdasarkan persyaratan lendutan

$$\begin{aligned}
 b_E &= b_w + (h - t) \\
 &= 500 + (900 - 280) \\
 &= 1120 \text{ mm} \\
 b_E &= b_w + 4t \\
 &= 500 + 4(280) \\
 &= 1620 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b_E digunakan yaitu = 1120 mm

$$b_E / b_w = 2,16, t_p / h = 0,28$$

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{1 + ((b_E/b_w) - 1)(t_p/h)[4 - 6(t_p/h) + 4(t_p/h)^2 + ((b_E/b_w) - 1)(t_p/h)^2]}{1 + ((b_E/b_w) - 1)(t_p/h)} \\
 &= \frac{1 + (2,24 - 1)(0,31)[4 - 6(0,31) + 4(0,31)^2 + (2,24 - 1)(0,31)^2]}{1 + (2,24 - 1)(0,31)}
 \end{aligned}$$

$$= 1,46$$

$$I_b = k \frac{bw + h^3}{12} = 1,46 \frac{500 + 900^3}{12} = 44247020783 \text{ mm}^4$$

$$I_s \text{ arah Panjang} = (1/12) \times 4800 \times 280^3 = 8780800000 \text{ mm}^4$$

$$I_s \text{ arah Pendek} = (1/12) \times 4000 \times 280^3 = 7317333333 \text{ mm}^4$$

$$\alpha \text{ arah Panjang} = \frac{Ecb \times I_b}{Ecs \times I_s} = \frac{44247020783}{8780800000} = 5,04$$

$$\alpha \text{ arah Pendek} = \frac{Ecb \times I_b}{Ecs \times I_s} = \frac{44247020783}{7317333333} = 6,05$$

Karena tidak ada balok dalam maka $a = 0$

$$\alpha_m \text{ Panel 1} = 0,25 \times (5,04 + 6,05 + 6,05 + 0) = 4,28$$

$$\alpha_m \text{ Panel 1} = 0,25 \times (0 + 6,05 + 6,05 + 0) = 3,02$$

Koefisien dari bagian yang menerus β_s untuk keliling panel :

$$\beta_s \text{ panel 1} = \frac{9600 + 800}{2(9600 + 8000)} = 0,5$$

$$\beta_s \text{ panel 1} = \frac{2(9600) + 8000}{2(9600 + 8000)} = 0,77$$

2. Menghitung beban yang bekerja dengan factor beban

$$W_d \text{ pelat lantai} = h \times \text{Berat jenis beton}$$

$$= 0,28 \times 24$$

$$= 6,72 \text{ kN/m}^2$$

$$W_d \text{ penutup lantai} = \underline{0,66 \text{ kN/m}^2} +$$

$$W_d \text{ total} = 7,38 \text{ kN/m}^2$$

$$W_l = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = 1,2 \times W_d + 1,6 \times W_l$$

$$= 1,2 \times 7,38 + 2,6 \times 2,5$$

$$= 15,356 \text{ kN/m}^2$$

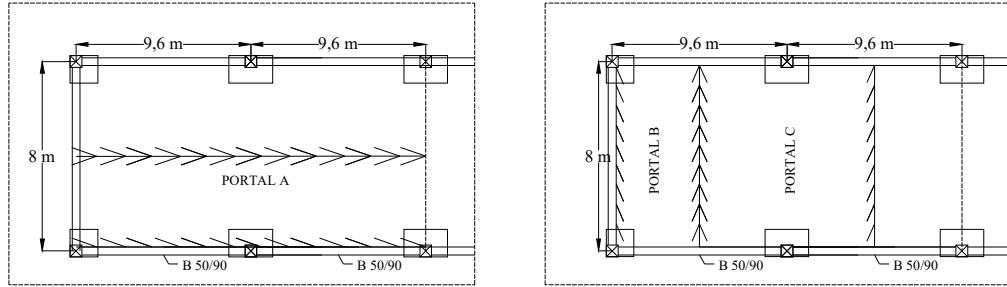
$$V_u = 15,356 \{9,64 - (0,85)(0,85)\} + 1,6 W_{dd} \times (0,85 \times 0,85)$$

$$= 1110,1 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d$$

$$= 0,75 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 2(1104 + 679) \times 254$$

= 620,13 kN < Vu, Tebal pelat 280 mm tidak memenuhi persyaratan geser. Tebal pelat tetap dipakai 280 mm, dengan catatan harus direncanakan perkuatan geser .



Gambar 4.12. Portal kaku ekivalen

3. Momen statis total (Mo)

$$\begin{aligned} \text{Portal A, Mo} &= (1/8) \times W_u \times l_2 \times l_n^2 \\ &= (1/8) \times 15,356 \times 4 \times (6,4)^2 \\ &= 314,49 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Portal B, Mo} &= (1/8) \times W_u \times l_2 \times l_n^2 \\ &= (1/8) \times 15,356 \times 4,8 \times (8-0,5)^2 \\ &= 518,27 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Portal C, Mo} &= (1/8) \times W_u \times l_2 \times l_n \\ &= (1/8) \times 15,356 \times 9,05 (8-0,5)^2 \\ &= 977,15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Kekakuan pelat, balok, kolom

a. Kekakuan pelat (Ks)

$$K_s \text{ Portal A} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1/12) \times 4000 \times 280^3}{6400} = 4573333,3 \text{ E}$$

$$K_s \text{ Portal B} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1/12) \times 4800 \times 280^3}{8000} = 4390400,0 \text{ E}$$

$$K_s \text{ Portal C} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1/12) \times 9050 \times 280^3}{8000} = 8277733,3 \text{ E}$$

b. Kekakuan kolom (Kc)

$$K_{ca} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1/12) \times 850 \times 850^3}{5120} = 33984781,9 \text{ E}$$

$$K_{cb} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1/12) \times 850 \times 850^3}{2850} = 47906432,7 \text{ E}$$

$$\Sigma Kc = 33984781,9 \text{ E} + 61053362,6 \text{ E} = 95038144,5 \text{ E}$$

c. Kekakuan balok (Kb)

$$Kb \text{ Portal A} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1/12) \times 500 \times 900^3}{6400} = 18984375,0 \text{ E}$$

$$Kb \text{ Portal B} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1/12) \times 500 \times 900^3}{9600} = 12656250,0 \text{ E}$$

Kb Portal C = 0, Karena tidak ada balok

5. Hitung faktor pengali δs untuk momen positif

Perbandingan beban mati layan terhadap beban hidup layan (β_a) adalah :

$$\beta_a = \frac{0,28 \times 24 + 0,24}{2,5} = 2,78$$

Tabel 4.8 Harga-harga α_{min} yang disarankan untuk $\delta s = 1,0$

	Portal	A	B	C
α	$= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$	6,0469	5,04	0
	11/12	1,2	0,42	0,83
	α_{min} tabel sudarmoko (3.10)	0	0	0

- Portal A

$$\alpha c \text{ luar} = \frac{\Sigma Kc}{\Sigma Ks + \Sigma Kb} = \frac{33984781,9 \text{ E}}{(45733333,3 \text{ E} + 18984375,0 \text{ E})} \\ = 1,44 > \alpha c \text{ min}, \text{ maka } \delta s = 1$$

$$\alpha c \text{ dalam} = \frac{\Sigma Kc}{\Sigma Ks + \Sigma Kb} = \frac{33984781,9 \text{ E}}{2(45733333,3 \text{ E} + 18984375,0 \text{ E})} \\ = 0,86 > \alpha c \text{ min}, \text{ maka } \delta s = 1$$

- Portal B

$$\alpha c \text{ luar} = \frac{\Sigma Kc}{\Sigma Ks + \Sigma Kb} = \frac{33984781,9 \text{ E}}{(4390400,0 \text{ E} + 12656250,0 \text{ E})}$$

$$= 1 > \alpha c \text{ min}, \text{ maka } \delta s = 1$$

$$\alpha c \text{ dalam} = \frac{\Sigma Kc}{\Sigma Ks + \Sigma Kb} = \frac{33984781,9 \text{ E}}{2(4390400 \text{ E} + 12656250,0 \text{ E})}$$

$$= 1 > \alpha c \text{ min}, \text{ maka } \delta s = 1$$

- Portal C

$$\alpha c \text{ luar} = \frac{\Sigma Kc}{\Sigma Ks + \Sigma Kb} = \frac{33984781,9 \text{ E}}{(82777733,3 \text{ E} + 0 \text{ E})}$$

$$= 4,11 > \alpha c \text{ min}, \text{ maka } \delta s = 1$$

$$\alpha c \text{ dalam} = \frac{\Sigma Kc}{\Sigma Ks + \Sigma Kb} = \frac{33984781,9 \text{ E}}{2(82777733,3 \text{ E} + 0 \text{ E})}$$

$$= 2,05 > \alpha c \text{ min}, \text{ maka } \delta s = 1$$

6. Menentukan distribusi momen diarah longitudinal berdasarkan *Tabel 3.9 sudarmoko*

Tabel 4.9 Distribusi momen arah memanjang

PORTAL	A	B	C
Mo	314,491	518,265	977,145
Mneg tumpuan eks (0,3 Mo)	94,347	155,480	293,144
Mpos bentang eks (0,5 Mo)	157,245	259,133	488,573
Mneg tumpuan int pertama (0,7 Mo)	220,144	362,786	684,002
Mneg tumpuan int (0,65 Mo)	204,419	336,872	635,145
Mpos bentang int (0,35 Mo)	110,072	181,393	342,001

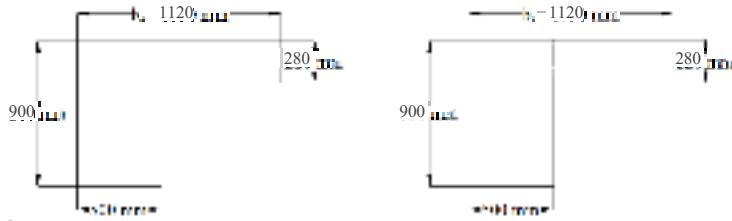
7. Menentukan tetapan torsi C dari balok transversal

$$C = \left(1 - \frac{0,63(280)}{1120}\right) \left(\frac{(280)^3 (1080)}{3}\right) + \left(1 - \frac{0,63(280)}{620}\right) \left(\frac{(500)^3 (620)}{3}\right)$$

$$= 25387969067 \sim \text{balok tepi pendek}$$

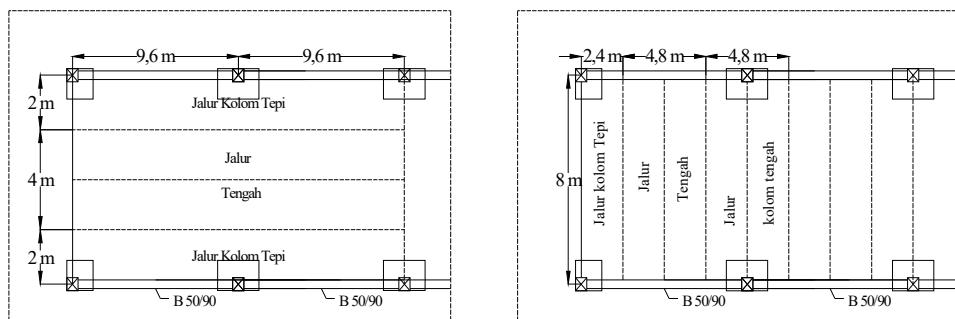
$$C = \left(1 - \frac{0,63(500)}{900}\right) \left(\frac{(500)^3 (900)}{3}\right) + \left(1 - \frac{0,63(280)}{620}\right) \left(\frac{(280)^3 (620)}{3}\right)$$

$$= 21775009067 \sim \text{balok tepi Panjang}$$



Gambar 4.13. Balok tepi Panjang atau pendek

8. Mendistribusikan momen longitudinal ke arah transversal



Gambar 4.14. Pembagian jalur tengah dan jalur kolom

Tabel 4.10 Presentase distribusi transversal dari momen longitudinal

No	Portal kaku ekivalen	A	B	C
1	Lebar melintang total (mm)	4000	4800	9050
2	Lebar jalur kolom (mm)	2400	2400	4525
3	Lebar 1/2 jalur tengah (mm)	2000	2400	4525
4	C	27620969067		
5	$I_s \times 10^9 \text{ mm}^4$	8,781	3,659	7,317
6	$\beta t = (E_{cb} C) / (2E_{cs} I_s)$	1,573	3,775	1,887
7	α_1	6,047	5,039	0
8	I_2/I_1	1,200	0,416667	0,8333
9	$\alpha_1 \times I_2/I_1$	7,256	2,100	0
10	Prosentase Mneg eks. Thd jalur kolom	84,27	90	81,13
11	Prosentase Mpos eks. Thd jalur kolom	79	90	60
12	Prosentase Mneg int. Thd jalur kolom	75	90	75
13	Prosentase momen balok thd jalur kolom	85	85	0

Tabel 4.11 Presentase distribusi transversal dari momen longitudinal Portal A

Lebar total :4000 mm, lebar jalur kolom: 2400 mm, lebar jalur tengah : 2000 mm					
	Bentang luar			Bentang dalam	
	luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
M _{total}	94,347	157,245	220,144	204,419	110,072
M _{balok}	67,580	105,59	140,34	130,317	73,913
M _{pelat jalur kolom}	11,926	18,634	24,766	22,997	13,044
M _{pelat jalur tengah}	14,841	33,022	55,036	51,105	23,115

Tabel 4.12 Presentase distribusi transversal dari momen longitudinal Portal B

Lebar total :4800 mm, lebar jalur kolom: 2400 mm, ½ lebar jalur tengah : 2400 mm					
	Bentang luar			Bentang dalam	
	luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
M _{total}	155,480	259,133	362,786	336,872	181,393
M _{balok}	118,942	198,236	277,531	257,707	138,765
M _{pelat jalur kolom}	20,990	34,983	48,976	45,478	24,488
M _{pelat jalur tengah}	15,548	25,913	36,279	33,687	18,139

Tabel 4.13 Presentase distribusi transversal dari momen longitudinal Portal C

Lebar total :9050 mm, lebar jalur kolom: 4525 mm, ½ lebar jalur tengah : 4525 mm					
	Bentang luar			Bentang dalam	
	luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
M _{total}	293,144	488,573	684,002	635,145	342,001
M _{balok}	0	0	0	0	0
M _{pelat jalur kolom}	237,827	293,144	513,001	476,358	205,201
M _{pelat jalur tengah}	55,316	195,429	171,000	158,786	136,800

9. Menghitung tulangan pelat

Menghitung tulangan pelat bersarkan momen-momen yang saling menentukan. Untuk keseragaman diameter tulangan dalam 1 jalur maka

hitungan penulangan disusun dalam bentuk tabel untuk setiap jalurnya, juga langsung diadakan cek kapasitas lenturnya.

Tabel 4.14 Perencanaan penulangan dan cek kapasitas pada jalur kolom portal A

No	Penampang kritis	Bentang luar			Bentang dalam	
		luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
1	M_u (kNm)	11,926	18,634	24,7662	22,997	13,04351
2	d efektif (mm)	254	254	254	254	254
3	jarak tulangan, S (mm)	100	100	100	100	100
4	Diameter tulangan(mm)	12	12	12	12	12
5	$A_s = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b/s$	1131	1131	1130,97	1131	1130,973
6	$a = (A_s \cdot f_y) / (0,85 \cdot f_c \cdot b)$ (mm)	17,741	17,741	17,7408	17,741	17,74076
7	$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$ (kNm)	110,89	110,89	110,894	110,89	110,894
8	$\phi M_n = 0,9 \times M_n$ (kNm)	99,805	99,805	99,8046	99,805	99,80463
9	$\phi M_n \geq M_u$ (kNm)	OK	OK	OK	OK	OK

Tabel 4.15 Perencanaan penulangan dan cek kapasitas pada jalur tengah portal A

No	Penampang kritis	Bentang luar			Bentang dalam	
		luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
1	M_u (kNm)	14,841	33,022	55,0359	51,105	23,11508
2	d efektif (mm)	254	254	254	254	254
3	jarak tulangan, S (mm)	100	100	100	100	100
4	Diameter tulangan (mm)	12	12	12	12	12
5	$A_s = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b/s$	1131	1131	1130,97	1131	1130,973
6	$a = (A_s \cdot f_y) / (0,85 \cdot f_c \cdot b)$ (mm)	17,741	17,741	17,7408	17,741	17,74076
7	$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$ (kNm)	110,89	110,89	110,894	110,894	110,894
8	$\phi M_n = 0,9 \times M_n$ (kNm)	99,805	99,805	99,8046	99,805	99,80463
9	$\phi M_n \geq M_u$ (kNm)	OK	OK	OK	OK	OK

Tabel 4.16 Perencanaan penulangan dan cek kapasitas pada jalur kolom portal B

No	Penampang kritis	Bentang luar			Bentang dalam	
		luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
1	Mu (kNm)	14,841	33,022	55,0359	51,105	23,11508
2	d efektif (mm)	254	254	254	254	254
3	jarak tulangan, S(mm)	100	100	100	100	100
4	Diameter tulangan (mm)	12	12	12	12	12
5	$As = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b/s$	1131	1131	1130,97	1131	1130,973
6	$a = (As \cdot fy) / (0,85 \cdot f'_c \cdot b)$ (mm)	17,741	17,741	17,7408	17,741	17,4076
7	$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2)$ (kNm)	110,89	110,89	110,89	110,89	110,894
8	$\phi Mn = 0,9 \times Mn$ (kNm)	99,805	99,805	99,8046	99,805	99,80463
9	$\phi Mn \geq Mu$ (kNm)	OK	OK	OK	OK	OK

Tabel 4.17 Perencanaan penulangan dan cek kapasitas pada jalur tengah portal B

No	Penampang kritis	Bentang luar			Bentang dalam	
		luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
1	Mu (kNm)	15,548	25,913	36,2786	33,687	18,13928
2	d efektif (mm)	254	254	254	254	254
3	jarak tulangan, S(mm)	100	100	100	100	100
4	Diameter tulangan (mm)	12	12	12	12	12
5	$As = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b/s$	1131	1131	1130,97	1131	1130,973
6	$a = (As \cdot fy) / (0,85 \cdot f'_c \cdot b)$ (mm)	17,741	17,741	17,7408	17,741	17,74076
7	$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2)$ (kNm)	110,89	110,89	110,894	110,89	110,894
8	$\phi Mn = 0,9 \times Mn$ (kNm)	99,805	99,805	99,8046	99,805	99,80463
9	$\phi Mn \geq Mu$ (kNm)	OK	OK	OK	OK	OK

Tabel 4.18 Perencanaan penulangan dan cek kapasitas pada jalur kolom portal C

No	Penampang kritis	Bentang luar			Bentang dalam	
		luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
1	Mu (kNm)	237,83	293,14	513,001	476,36	205,2005
2	d efektif (mm)	249	249	249	249	249
3	jarak tulangan, S(mm)	100	100	100	100	100
4	Diameter tulangan (mm)	22	22	22	22	22
5	$As = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b/s$	3801,3	3801,3	6335,55	6335,55	3801,327
6	$a = (As \cdot fy) / (0,85 \cdot f_c \cdot b) (mm)$	59,629	59,629	99,3811	99,3811	59,62866
7	$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2) (kNm)$	340,88	340,88	517,765	517,76	340,8812
8	$\phi Mn = 0,9 \times Mn (kNm)$	306,79	306,79	465,988	465,99	306,7931
9	$\phi Mn \geq Mu (kNm)$	OK	OK	OK	OK	OK

Tabel 4.19 Perencanaan penulangan dan cek kapasitas pada jalur tengah portal C

No	Penampang kritis	Bentang luar			Bentang dalam	
		luar negatif	positif	dalam negatif	Negatif	Positif
1	Mu (kNm)	55,316	195,43	171	158,79	85,8564
2	d efektif (mm)	250,5	250,5	250,5	250,5	192
3	jarak tulangan, S(mm)	100	100	100	100	100
4	Diameter tulangan (mm)	19	19	19	19	19
5	$As = 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b/s$	2835,3	2835,3	2835,29	2835,29	2835,29
6	$a = (As \cdot fy) / (0,85 \cdot f_c \cdot b) (mm)$	44,475	44,475	44,4751	0,0157	2835,287
7	$Mn = As \cdot fy \cdot (d - a/2) (kNm)$	262,85	262,85	262,845	0,1016	262,8453
8	$\phi Mn = 0,9 \times Mn (kNm)$	236,56	236,56	236,561	0,0914	236,5607
9	$\phi Mn \geq Mu (kNm)$	OK	OK	OK	OK	OK

4.5.3.1. Perhitungan *Drop Panel*

Drop panel memiliki fungsi utama untuk mengurangi tegangan geser di sekitar kolom. Setelah dilakukan pengujian terhadap tegangan geser pons pada pelat di sekitar kolom, ternyata hasilnya melebihi syarat tegangan geser pons. Agar struktur tidak mengalami retak akibat geser pons, maka dipasang *drop panel*.

Perhitungan tulangan *drop panel*

Tulangan minimum pada *drop panel* dihitung menggunakan rumus :

$$A_{sb} = \frac{0,5w \times l2 \times ln}{0,87 \times fy} \quad (4.10)$$

W = beban yang bekerja pada *drop panel*

$$= 1,2 \times 100 + 1,6 \times 250 = 520 \text{ kg/m}^2$$

$$A_{sb} = \frac{0,5 \times 520 \times 3 \times 3}{0,87 \times 4000} = 0,672 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Tulangan yang digunakan = diameter 1,8 cm (As = 2,5 cm²)

Luas tulangan = 0,1817 cm²/cm x 100 cm/m = 18,17 cm²/m

Jumlah tulangan yang dipasang = 18,17 / 2,1 = 8,65

Perhitungan kapasitas *drop panel*

Kapasitas *drop panel* dihitung menggunakan rumus untuk menghitung balok. Drop panel diubah menjadi balok ekivalen dengan lebar 6 m dan tinggi 0,15 m, menggunakan perhitungan jalur kolom.

$$d = 150 - 40 - (0,5 \times 16) = 102 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + (0,5 \times 16) = 48 \text{ mm}$$

$$As = As' = 0,25 \times \pi \times d^2 = 0,25 \times 3,14 \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \rho' = \frac{As}{b \times d} = \frac{200,96}{6000 \times 101} = 0,0003$$

ρ_{\max} untuk tulangan single

$$\rho_{\max} = 0,75 \frac{0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600+400} = 0,0286$$

Tulangan tarik

$$\begin{aligned}
\rho_{\max} &= \rho_{\max} \text{ tulangan single} + \rho' \\
&= 0,0286 + 0,0003 \\
&= 0,0289 \\
\rho_{\min} &\text{ agar tulangan tekan mencapai batas} \\
\rho_{\min} &= 0,75 \frac{0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600+400} \times \frac{48}{102} = 0,0135
\end{aligned}$$

Untuk menghitung momen kapasitas, perhitungan momen dibagi menjadi :

$$\begin{aligned}
M_1 &= As' \times fy \times (d-d') = 254,34 \times 400 \times (101-49) = 4340736 \text{ Nmm} \\
&= 4,340 \text{ KNm}
\end{aligned}$$

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{200,96 \times 400}{0,85 \times 30 \times 6000} = 0,5253 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
M_2 &= As' \times fy \times (d - \frac{a}{2}) = 200,96 \times 400 \times (101 - \frac{0,5253}{2}) = 8097671,142 \text{ Nmm} \\
&= 8,097 \text{ KNm}
\end{aligned}$$

$$M_{\text{total}} = M_1 + M_2 = 4,340 + 8,097 = 12,437 \text{ KNm}$$

Perhitungan geser pons pada *drop panel*. Berdasarkan SNI 03-2847-2002, pasal 13.12.3 besarnya tidak boleh melebihi dari nilai terkecil dari ketiga nilai berikut :

$$\begin{aligned}
Vc1 &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \times \frac{\sqrt{f'c} \times b_o \times d}{6} \\
&= \left(1 + \frac{2}{0,836} \right) \times \frac{\sqrt{30} \times 6000 \times 102}{6} \\
&= 1895221,876 \text{ N} \\
&= 1895,221 \text{ KN} \\
Vc2 &= \left(\frac{As \times d}{b_o} + 2 \right) \times \frac{\sqrt{f'c} \times b_o \times d}{6} \\
&= \left(\frac{200,96 \times 102}{6000} + 2 \right) \times \frac{\sqrt{30} \times 6000 \times 102}{6} \\
&= 3025973,455 \text{ N} \\
&= 3025,973 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \\
 &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 6000 \times 102 \\
 &= 1117354,0173 \text{ N} \\
 &= 1117,354 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser pons yang terjadi adalah :

$V_u : 1110,1 \text{ KN} < 1117,354 \text{ KN}$ (OK)

4.5.4. Kolom

A. Data yang dibutuhkan untuk K-1 (85 x 85), Lantai 2

Diambil kolom A7 sebagai contoh perhitungan :

Kolom tekan beton,	f'_c	= 30	Mpa
Tegangan leleh baja,	f_y	= 400	Mpa
Lebar kolom,	b	= 850	mm
Tinggi kolom,	h	= 850	mm
Tebal selimut beton,	ds	= 40	mm
Diameter tulang. Utama,	D	= 22	mm
Diameter sengkang,	\emptyset	= 10	mm
Gaya aksial	P_u	= 1769,488	kN
	$\sum P_u$	= 47998,039	kN
Momen lentur terkecil sumbu x,	$M_{1\ bux}$	= 75,895	kNm
Momen lentur terkecil sumbu y,	$M_{1\ buy}$	= 107,851	kNm
Momen lentur terbesar sumbu x,	$M_{2\ bux}$	= 80,199	kNm
Momen lentur terbesar sumbu y,	$M_{2\ buy}$	= 114,058	kNm
Momen goyangan sumbu x,	$M_{2\ sux}$	= 34,352	kNm
Momen goyangan sumbu y,	$M_{2\ suy}$	= 377,691	kNm
Gaya geser,	V_u	= 30,2827	kN

Faktor distribusi tegangan, $\beta_1 = 0,84$ $\Delta_o = 0,513$ mm
 Panjang bentang bersih balok sumbu x, $l_{nx} = 7150$ mm (kiri)
 $= 0$ mm(kanan)
 Panjang bentang bersih balok sumbu y, $l_{ny} = 6650$ mm (kiri)
 $= 0$ mm(kanan)
 Balok arah x, $= 500 \times 900$ (kiri)
 Balok arah y, $= 500 \times 900$
 Panjang bentang bersih kolom atas, $l_{ua} = 4295$ mm
 Panjang kolom, $l_u = 5120$ mm
 Panjang kolom bawah, $l_{ub} = 3985$ mm

$$Q = \frac{\sum P_u \times \Delta_o}{V_u \times l_u} = \frac{47998,039 \times 0,000513}{30,2827 \times 5,12} = 0,052 \geq 0,05 \text{ portal bergoyang}$$

B. Perhitungan Tulangan Pokok

$$\beta d = \frac{M1b}{M2b} = \frac{85,8477}{89,8808} = 0,9 < 1$$

Modulus elastisitas Baja E

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25742,960 \text{ Mpa}$$

Portal arah x (momen terhadap sumbu y) :

kekakuan arah x

$$\begin{aligned}
 I_g &= \frac{1}{12} b^3 h \\
 &= \frac{1}{12} \times 850^3 \times 850 \\
 &= 4,4,10^{-10} \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{ly} &= \frac{I_g \times E_c}{2,5 \times (1+\beta d)} \\
 &= \frac{4,4 \times 10^{-10} \times 25743}{2,5 \times (1+0,946)} \\
 &= 2.3014 \text{ E} + 14 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Dihitung momen inersia penampang retak balok dengan anggapan momen inersia penampang retak balok setengah momen inersia penampang bruto, maka :

1.Momen inersia balok di kiri kanan ujung atas kolom

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{I_g}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} \times b h^3 \right] \\ &= \frac{1}{2} \times \left[\frac{1}{12} \times 500 \times 850^3 \right] \\ &= 12794270833 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

2.Momen inersia balok di kiri kanan ujung bawah kolom

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{I_g}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} \times b h^3 \right] \\ &= \frac{1}{2} \times \left[\frac{1}{12} \times 500 \times 850^3 \right] \\ &= 12794270833 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

3.Menghitung faktor-faktor kekangan ujung, ψ yang terjadi pada kolom

$$\begin{aligned} \psi A_{(\text{Ujung atas kolom})} &= \frac{\sum EI_y / I_u k-k}{\sum E_c I_{cr} / I_u b-b} \\ &= \frac{\frac{2,30142E+14}{4295} + \frac{2,30142E+14}{5120}}{\frac{25742,960 \times 1,28E+10}{7150}} \\ &= 2,14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \psi B_{(\text{Ujung bawah kolom})} &= \frac{\sum EI_y / I_u k-k}{\sum E_c I_{cr} / I_u b-b} \\ &= \frac{\frac{2,30142E+14}{3985} + \frac{2,30142E+14}{5120}}{\frac{25742,960 \times 1,07E+10}{7150}} \\ &= 2,23 \end{aligned}$$

Berdasarkan pada monogram pada lampiran untuk $\psi A = 2,14$ dan $\psi B = 2,23$ diperoleh nilai $k = 1,19$ maka

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{1,19 \times 5120}{0,30 \times 800} = 23,89 > 22 \text{ (Merupakan kolom panjang)}$$

Beban tekuk Euler yang terjadi adalah :

$$PcL = \frac{\pi^2 El_y}{(klu)^2} = \frac{3,14^2 \times 2,30142E+14}{(1,19 \times 5120)^2} = 61125274,16 \text{ N}$$

Karena $22 < 25,39 < 100$, maka digunakan pembesaran momen untuk memperhitungkan resiko terjadinya tekuk.

Faktor kekangan ujung pada kolom luar juga dihitung untuk mendapatkan nilai faktor pembesaran momen δ_s . Dimensi kolom luar dengan kolom dalam maka;

$$\begin{aligned}\Sigma P_c &= n (P_c) \\ &= 26 \times (61125274,162) = 1589257128,2 \text{ N} \\ \Sigma P_u &= 47998,039 \text{ kN} \\ &= 47998039,1 \text{ N}\end{aligned}$$

Sehingga , bila digunakan faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,75$ maka faktor pembesaran yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned}\delta_b &= \frac{1}{1 - (P_u / \phi P_c)} \\ \delta_b &= \frac{1}{1 - \left(\frac{1769487,9}{0,75 \times 49102767,14} \right)} \\ \delta_{sy} &= 1,040 > 1 && \text{OK} \\ \delta_s &= \frac{1}{1 - (\Sigma P_u / \phi \Sigma P_c)} \\ &= \frac{1}{1 - \left(\frac{47998039,1}{0,75 \times 1589257128,2} \right)} \\ &= 1,042 > 1 && \text{OK}\end{aligned}$$

Sehingga diperoleh momen rencana terfaktor yang diperbesar :

$$M_u = M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$$M_{uy} = \delta_{by} M_{2buy} + \delta_{sy} M_{2suy}$$

$$M_{uy} = 1,04 \times 114,0583 + 1,041958 \times 337,6909 = 512,176 \text{ kNm}$$

Eksentrisitas :

$$e = M_{uy} / P_u = 512,1756646 / 1769,4879 = 0,289 \text{ m}$$

$$= 289 \text{ mm}$$

$$e_{\min} = 15 + 0,03b = 15 + 0,03 \times 850 = 41 \text{ mm}$$

$$e > e_{\min} \quad \text{OK !}$$

Portal arah y (momen terhadap sumbu X) :

$$\begin{aligned} I_{gx} &= \frac{1}{12} bh^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 850 \times 850^3 \\ &= 43500520833 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_x &= \frac{I_{gx} E_c}{2,5 \times (1 + \beta d)} \\ &= \frac{43500520833 \times 25742,960}{2,5 \times (1 + 0,903)} = 2,30142 \times 10^{14} \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Dihitung momen inersia penampang retak balok dengan anggapan momen inersia penampang retak setengah momen inersia penampang bruto, maka :

5. Momen inersia balok di kiri kanan ujung atas kolom

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{I_g}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} bh^3 \right] \\ &= \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} \times 500 \times 850^3 \right] \\ &= 12794270833 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

6. Momen inersia balok dikiri kanan ujung bawah kolom

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{I_{gb}}{2} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} bh^3 \right] \\ &= \frac{1}{2} \left[\frac{1}{12} \times 500 \times 850^3 \right] \\ &= 12794270833 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Menghitung faktor-faktor kekangan ujung, ψ yang terjadi pada kolom :

$$\begin{aligned} \psi A_{(\text{Ujung atas kolom})} &= \frac{\sum EI_y / I_u \dots \text{Kolom-kolom}}{\sum E_c I_{cr} / I_u \dots \text{balok-balok}} \\ &= \frac{\frac{2,30142 \times 10^{14}}{4295} + \frac{2,30142 \times 10^{14}}{5120}}{\frac{25742,960 \times 1,28E+10}{6650}} \\ &= 1,99 \end{aligned}$$

$$\psi B_{(\text{Ujung bawah kolom})} = \frac{\sum EI_y / I_u \dots \text{Kolom-kolom}}{\sum E_c I_{cr} / I_u \dots \text{balok-balok}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\frac{1,84876 \times 10^{14}}{3985} + \frac{1,848476 \times 10^{14}}{5120}}{\frac{25742,960 \times 1,28E+10}{6650}} \\
&= 2,07
\end{aligned}$$

Berdasarkan pada monogram pada lampiran II, untuk $\psi A = 1,989$ dan $\psi A = 2,074$ diperoleh nilai $k = 1,49$

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{1,49 \times 5120}{0,30 \times 850} = 28,92 > 22 \quad (\text{Merupakan kolom panjang})$$

Beban tekuk Euler yang terjadi adalah :

$$P_c L = \frac{\pi^2 E I_x}{(k l_u)^2} = \frac{3,14^2 \times 2,30142 \times 10^{14}}{(1,349 \times 5120)^2} = 58093624,66 \text{ N}$$

Karena $22 < 29,92 < 100$, maka digunakan pembesaran momen untuk memperhitungkan resiko terjadinya tekuk.

Faktor kekangan ujung pada kolom luar juga dihitung untuk mendapatkan nilai faktor pembesaran momen δ_s . Dimensi kolom luar sama dengan kolom dalam, maka :

$$\begin{aligned}
\Sigma P_c &= 26 P_c \\
&= 26 (61125274,162) \\
&= 1589257128,2 \text{ N} \\
\Sigma P_u &= 47998,039 \text{ kN} \\
&= 47998039,1 \text{ N}
\end{aligned}$$

Sehingga bila digunakan faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,75$ maka faktor pembesaran yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned}
\delta_b &= \frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_c}\right)} \\
\delta_b &= \frac{1}{1 - \frac{1769487,900}{0,75 \times 61125274,16}} \\
\delta_b &= 1,042 > 1 \quad \text{OK} \\
\delta_{sx} &= \frac{1}{1 - \left(\frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}\right)}
\end{aligned}$$

$$\delta_{sx} = \frac{1}{1 - \frac{47998039,1}{0,75 \times 1589257128,21}}$$

$$\delta_{sx} = 1,042 > 1 \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} M_{ux} &= \delta_{sx} M_2 s_{sx} \\ &= 1,042 \times 34,3516 \\ &= 35,46463 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Sehingga diperoleh momen rencana terfaktor yang diperbesar :

$$\begin{aligned} Mu &= Mc = \delta b M_2 b + \delta s M_2 s = 1,04 \times 80,1992 + 1,041958 \times 34,3516 \\ &= 119,2119 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas minimum :

$$e_{min} = 15 + 0,03 \times h = 15 + 0,03 \times 850 = 41 \text{ mm}$$

$$e_t = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{145.004}{1885,526} = 67 \text{ mm} > e_{min} = 41 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Dihitung gaya-gaya nominal yang menentukan

$$P_n = P_u / \phi = 1769,49 / 0,75 = 2359,317 \text{ kN}$$

$$M_{ny} = M_{uy} / \phi = 512,176 / 0,75 = 682,901 \text{ kNm}$$

$$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 119,212 / 0,75 = 158,949 \text{ kNm}$$

$M_{ny} > M_{nx}$, maka perhitungan momen lentur da eksentris ekuivalen sumbu Y karena memiliki momen biaksial yang lebih besar.

7. Penulangan terhadap sumbu Y

Jika faktor kontur interaksi $\beta : 0.65$ sesuai dengan yang disarankan untuk perencanaan, maka momen unaksial yang diperlukan dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_{oy \text{ perlu}} &= M_{nx} + M_{ny} (h/b) \times (1 - \beta/\beta) \\ &= 158,949 + 682,901 (850/850) \times (1 - 0.65 / 0.65) \\ &= 158,949265 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Dihitung } d = 850 - (40 + 10 + 0.5 \times 22) = 789$$

$$d' = 40 + 10 + 0.5 \times 22 = 61 \text{ mm}$$

Menghitung besaran ta berdimensi :

Sumbu Vertikal

$$K_1 = \frac{P_u}{\phi \times 0.85 \times A_g \times f_c} = \frac{1769487,900}{0,9 \times 0,85 \times 722500 \times \sqrt{30}} = 0,58$$

Sumbu Horizontal

$$K_2 = K_1 \times e/t = 0.58 \times 0.079 = 0.046$$

Dari kedua besaran tak berdimensi tersebut dipilih grafik yang sesuai (lampiran) sehingga didapat :

$$r = 0.018 \quad \beta = 1.2 \text{ (untuk } f'_c = 30 \text{ MPa) }$$

$$\rho = r \times \beta = 0.018 \times 1.2 = 0.022$$

$$A_s = A_s' = \rho b d = 0.022 \times 850 \times 789 = 14486,04 \text{ mm}^2$$

Dicoba 5 D 22 pada masing-masing sisi yang sejajar dengan sumbu Y , maka :

$$A_s = A_s' = 1900,664 \text{ mm}^2$$

$$cb = (600 \times d) / (600 + f_y) = \frac{(600 \times 789)}{(600+400)} = 473.4 \text{ mm}$$

$$ab = \beta \times cb = 0.836 \times 473.4 = 395,627 \text{ mm}$$

$$f_s = 600 \times (cb - d'/cb) = 600 \times (473.4 - 61/473.4) = 522,687 \text{ MPa}$$

$$f'_s > f_y = 400 \text{ MPa, maka : } f'_s = 400 \text{ MPa}$$

$$P_{nb} = 0.85 \times f'_c \times b \times ab - A_s' \times f'_s$$

$$P_{nb} = 0.85 \times 30 \times 850 \times 395,627 - 1900,664 \times 400 + 1900,664 \times 400 = 8575218,32 \text{ N} = 8575,22 \text{ kN}$$

$$P_{nb} > P_n \text{ perlu} = 2359,3172 \text{ kN, keruntuhan tarik}$$

8.Analisa penampang berdasarkan beban yang bekerja

$$e = M_o / P_n = 682,901 / 2359,317 = 0.28945 = 289,4 \text{ mm}$$

$$\rho = A_s / bd = 1900,664 / (850 \times 789) = 0,002834$$

$$m = f_y / 0.85 f'_c = 15.686$$

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d \cdot \left\{ \frac{h-2e}{2d} + \sqrt{\left(\frac{h-2e}{2d}\right)^2 + 2mp \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \right\}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 850 \times 789 \left\{ 0.344 + \sqrt{0.344^2 + 0,089 (1 - 0.077)} \right\}$$

$$= 17299880,5 \text{ N} > 17299,8805 \text{ kN} > P_n \text{ perlu} \quad \text{OK}$$

$$P_r = \phi \times P_n = 0.75 \times 13526141,91 = 10144,60643 \text{ kN}$$

$$P_r > 0,1 \text{ Ag } f'_c = 0.1 \times 722500 \times 30 = 2167500 \text{ N}$$

$$12974,9103 \text{ kN} > 2167,5 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Cek tegangan pada tulangan desak $f'_s > f_y$

$$a = P_n / 0,85 \times f'_c \times b = 13526141,91 / (0.85 \times 30 \times 850)$$

$$= 624,04345 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta = 624,0435 / 0.836 = 747,7187 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \times (c - d' / c) = 600 \times (747,7187 - 61 / 747,7187)$$

$$= 550,986 \text{ Mpa} > f_y \quad \text{OK}$$

Dihitung momen tahanan nominal aktual M_{0yn} untuk lentur uniaksial ekuivalen terhadap sumbu Y, dengan $M_{0x} = 0$

$$\begin{aligned} M_{0yn} &= 0,85 \times f'_c \times b \times a \times (h/2-a/2) + A_s \times f_y (d-h/2) + A'_s \times f'_s (h/2-d) \\ &= 0.85 \times 850 \times 624,043 \times \left(\frac{850}{2} - \frac{798,149}{2} \right) + 1900,664 \times 400 \\ &\quad \left(789 - \frac{850}{2} \right) + 1900,664 \times 400 \times \left(\frac{850}{2} - 61 \right) \\ &= 2081633368 \text{ Nmm} = 2081,633 \text{ kNm} > M_{0y\text{perlu}} = 682,901 \text{ kNm} \end{aligned}$$

8. Penulangan terhadap sumbu X

Selanjutnya hitung momen tahanan aktual M_{0yn} , $M_{0x} = 0$

$$\begin{array}{ll} b & : 850 \text{ mm} \\ d' & : 61 \text{ mm} \end{array} \quad \begin{array}{ll} h & : 850 \text{ mm} \\ d & : 850 - 61 = 789 \text{ mm} \end{array}$$

Menghitung besaran tak berdimensi :

a. Sumbu Vertikal

$$K_1 = \frac{P_u}{\Phi X 0.85 X A_g X f_c} = \frac{1769487,900}{0.9 X 0.85 X 722500 X \sqrt{30}} = 0.58$$

b. Sumbu Horizontal

$$K_2 = K_1 \times e/h = 0.58 \times 0.076 = 0.046$$

Dari kedua besaran tak berdimensi tersebut dipilih grafik yang sesuai (lampiran), sehingga didapat :

$$r = 0,018 \quad \beta = 1,2 \text{ (untuk } f'_c \text{ Mpa)}$$

$$\rho = r \times \beta = 0,018 \times 1,2 = 0,0216$$

$$A_s = A'_s = \rho b d = 0,0216 \times 850 \times 789 = 14486,04 \text{ mm}^2$$

Dicoba 5 D 22 pada masing-masing sisi yang sejajar dengan sumbu X, maka :

$$A_s = A'_s = 1900,664 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} a &= P_n / 0,85 \times f'_c \times b = 2359317,2 / (0,85 \times 30 \times 850) \\ &= 108,8497 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = a / \beta = 108,8497 / 0,836 = 130,2475 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f'_s &= 600 \times (d - c / \beta) = 600 \times (130,2475 - 61 / 130,2475) \\ &= 319 \text{ Mpa} > f_y \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 600 \times (d - c / \beta) = 600 \times (789 - 130,2475) \\ &= 3034,619 \text{ Mpa} > f_y \end{aligned}$$

Sehingga digunakan $f'_s = 319 \text{ Mpa}$; $f'_s = 400 \text{ Mpa}$

$$P_n = 0,85 \times f'_c \times b \times a - A_s \times f_s + A'_s \times f'_s$$

$$\begin{aligned}
P_{nb} &= 0.85 \times 30 \times 850 \times 108,8497 - 1900,664 \times 351.8 + 1900,664 \times 400 \\
&= 2513278 \text{ N} = 2513,278 \text{ kN} \geq P_n \text{ perlu} \quad \text{OK} \\
M_{0xn} &= 0,85 \times f'_c \times b \times a \times (h/2 - a/2) + As \times fy (d-h/2) + A's \times f's (h/2-d') \\
&= 0.85 \times 30 \times 850 \times 108,8497 \times \left(\frac{850}{2} - \frac{108,8497}{2} \right) + 1900,664 \times \\
&\quad 3035 \left(789 - \frac{850}{2} \right) + 1900,664 \times 400 \times \left(\frac{850}{2} - 61 \right) \\
&= 3250516171 \text{ Nmm} = 3250,516 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Untuk mencari M_{ny} maka digunakan lampiran II dengan cara memplot data berikut.

$$\frac{Mn}{Mo} = \frac{2653,79}{4309,48} = 0.616 : \beta = 0.65$$

Maka diperoleh : $M_{ny} / M_{0yn} = 0.68$

$$M_{nx} = 0.68 \times M_{0xn} = 0.68 \times 3250,516 = 2210,351 \text{ kNm} > M_{nx} \text{ perlu} \quad \text{OK}$$

10. Perhitungan tulangan geser

$$Pu = 1769,488 \text{ kN}$$

$$Vu = 30,2827 \text{ kN}$$

$$f'_c = 30 \text{ kN}$$

$$fy = 400 \text{ kN}$$

Gaya geser normal

$$Vn = Vu / \phi = 30,2827 / 0.75 = 40,38 \text{ kN}$$

Kuat geser beton

$$\begin{aligned}
Vc &= 2 \left(1 + \frac{Pu}{Ag} \right) \left(\sqrt{\frac{f'_c}{6}} \right) bw \times d \\
&= 2 \left(1 + \frac{169,488}{0,7225} \right) \left(\sqrt{\frac{30}{6}} \right) 0.85 \times 0.789 \\
&= 3000,007 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Tahanan geser beton

$$\begin{aligned}
\phi \times Vc &= 0.75 \times 3000,007 \\
&= 2250,006 \text{ kN} > 40,38 \text{ Tidak perlu tulangan geser}
\end{aligned}$$

Apabila digunakan sengkang P 12 dua kaki, maka :

$$\begin{aligned}
Av &= 2 As \\
&= 2 \times (\pi / 4 \times 12^2) \\
&= 226,195 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jarak sengkang yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{3 Av fy}{bw} \\ &= \frac{3 \times 226,19 \times 400}{850} \\ &= 0,31933 \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tetapi untuk faktor keamanan dan untuk mengurangi bertambahnya retak diagonal, serta mengikat tulangan *longitudinal* (tulangan lentur) agar tetap pada posisinya, maka diberikan tulangan sengkang.

Jarak sengkang maksimum :

$$\begin{aligned} s &\leq d/2 = 789 / 2 = 395 \text{ mm} \\ s &\leq 16D = 16 \times 22 = 352 \text{ mm} \\ s &\leq 48P = 48 \times 10 = 480 \text{ mm} \\ s &\leq 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang sengkang P 12 - 200 mm sepanjang kolom.

11. Perhitungan Tulangan Transversal

Sebagai pengekang kolom, SNI 2847-2013 mensyaratkan bahwa tulangan transversal (A_{sh}) harus dipasang sepanjang penampang kolom lo . Panjang lo tidak boleh kurang dari yang terbesar :

$$\begin{aligned} lo &\geq h = 850 \text{ mm} \\ lo &\geq (1/6) ln = (1/6) \times 5120 = 853 \text{ mm} \\ lo &\geq 450 \text{ mm, dipakai } lo = 853 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan So yang memenuhi ketentuan berikut :

$$\begin{aligned} So &= 0.25 \times 853 = 213.3 \text{ mm} \\ So &= 6 \times D = 6 \times 22 = 132 \text{ mm} \\ 100 < So < 150 , \text{ maka dipakai } So &= 120 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.4.(b), nilai A_{sh} tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} As &= 0.3 \frac{sbc f'c}{fy} \left\{ \left(\frac{Ag}{Ac} \right) - 1 \right\} \\ As &= 0.3 \frac{120 \times (850 - 2 \times 40) \times 30}{400} \left\{ \left(\frac{850 \times 850}{810 \times 810} \right) - 1 \right\} \\ &= 210,4 \text{ mm}^2 \\ As &= 0.09 \frac{sbc f'c}{fy} \\ &= 0.09 \frac{120 \times (850 - 2 \times 40) \times 30}{400} \\ &= 623,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As dipakai = 583.2 mm^2

Dipasang 6D 12 = $678.584 \text{ mm}^2 > \text{As pakai}$

Dengan cara perhitungan yang sama kolom 75 x 75 dan 65 x 65 di tabelkan.

Tabel 4.20 Perhitungan Kolom 75 x 75

No	Uraian Kolom K2 75 x 75		Nilai	Satuan
A.	Data yang diketahui :			
1	Kuat tekan beton,	fc	30	Mpa
2	Tegangan leleh baja,	fy	400	Mpa
3	Lebar kolom,	b	0	mm
4	Tinggi Kolom	h	0	mm
5	Tebal selimut beton,	ds	40	mm
6	Diameter tulangan utama,	D	22	mm
7	Diameteer sengkang	\emptyset	10	mm
8	Gaya aksial,	Pu	1147,033	kN
		SPu	30607,962	kN
9	Momen lentur terkecil sumbu x,	M1bux	96,549	kNm
10	Momen lentur terkecil sumbu y,	M1buy	116,520	kNm
11	Momen lentur terbesar sumbu x,	M2bux	102,205	kNm
12	Momen lentur terbesar sumbu y,	M2buy	124,973	kNm
13	Momen goyangan sumbu x,	M2sux	66,445	kNm
14	Momen goyangan sumbu y,	M2suy	130,886	kNm
15	Gaya geser,	Vu	66,0127	kN
16	Faktor distribusi tegangan,	β_1	0,836	
17	Panjang bentang bersih balok sumbu x,	lnx	7150	mm (kiri)
			0	mm (kanan)
20	Panjang bentang bersih balok sumbu y,	lny	6650	mm (kiri)
			0	mm (kanan)
21	Panjang bentang bersih kolom atas,	lua	3470	mm
22	Panjang bentang besih kolom,	lu	3470	mm
23	Panjang bentang bersih kolom bawah,	lub	3470	mm
24	Balok arah x, 500 x 900 (kiri) ;	500 x 900		(kanan)
25	Balok arah y, 500 x 900			
B.	Tulangan pokol			
	5 D22 arah X			
	5 D22 arah Y			
	Digunakan 16 D22			
C	Tulangan Geser			
	P10-300 mm			
D	Tulangan Transversal			
	5 D12			

Tabel 4.21 Perhitungan Kolom 65 x 65

No	Uraian Kolom K2 65 x 65	Nilai	Satuan
A.	Data yang diketahui :		
1	Kuat tekan beton,	f _c	Mpa
2	Tegangan leleh baja,	f _y	Mpa
3	Lebar kolom,	b	mm
4	Tinggi Kolom,	h	mm
5	Tebal selimut beton,	d _s	mm
6	Diameter tulangan utama,	D	mm
7	Diameteer sengkang	Ø	mm
8	Gaya aksial,	P _u	kN
		ΣP _u	14890,346 kN
9	Momen lentur terkecil sumbu x,	M _{1bux}	kNm
10	Momen lentur terkecil sumbu y,	M _{1buy}	kNm
11	Momen lentur terbesar sumbu x,	M _{2bux}	kNm
12	Momen lentur terbesar sumbu y,	M _{2buy}	kNm
13	Momen goyangan sumbu x,	M _{2sux}	kNm
14	Momen goyangan sumbu y,	M _{2suy}	kNm
15	Gaya geser,	V _u	kN
16	Faktor distribusi tegangan,	β ₁	
17	Panjang bentang bersih balok sumbu x	l _{nx}	mm (kiri)
			mm (kanan)
20	Panjang bentang bersih balok sumbu y	l _{ny}	mm (kiri) mm (kanan)
21	Panjang bentang bersih kolom atas,	l _{ua}	mm
22	Panjang bentang besih kolom,	l _u	mm
23	Panjang bentang bersih kolom bawah,	l _{ub}	mm
24	Balok arah x, 500 x 900 (kiri)	500 x 900	(kanan)
25	Balok arah y, 500 x 900		
B.	Tulangan pokok 5 D22 arah X 5 D22 arahY Digunakan 16 D22		
C	Tulangan Geser P10-300 mm		
D	Tulangan Transversal 5 D12		

4.5.5. Dinding Geser (*Shear Wall*)

Karena Lombok merupakan daerah rawan gempa, maka di tambah *shear wall* sebagai penahan beban lateral gaya gempa dan lain-lain .

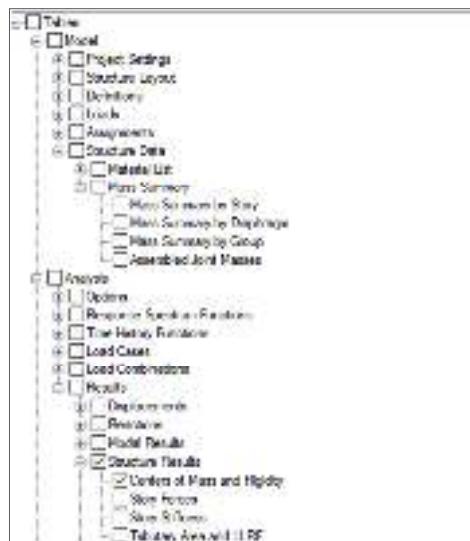
Perencana Shear Wall

Diketahui :

Tinggi gedung	:	25.32 m	Pu	:	28.874 kN
Panjang shear wall	:	3.15 m	Vu	:	2.216 kN
Tebal	:	40 cm	Mu	:	175.526 kNm
Dimensi kolom	:	650 x 650 mm ²			
Mutu beton, f c	:	30 Mpa			
Mutu tulangan utama	:	400 Mpa			

1. Titik pusat massa dan titik pusat rotasi

Titik pusat massa dan titik pusat rotasi dapat dilihat melalui program bantu ETABS 2016 dengan cara *Display-Show Tables-Analysis-Results-Structure Result-Center of Mass and Rigidity*



Gambar 4.15. Langkah Etabs 2016

Tabel 4.22. Perhitungan Eksentrisitas Rencana

Lantai	Pusat Massa		Pusat rotasi		Eksentrisitas (e)		ed = 1,5e + 0,05b		ed = e-0,05b	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X	Y
Lantai Atap	31,95	12,98	31,95	12,98	0,00	0,00	1,42	1,42	-1,42	-1,42
Laintai 6	33,77	11,73	33,50	11,91	0,28	0,19	1,83	1,70	-1,14	-1,23
Laintai 5	33,76	11,51	33,64	11,70	0,12	0,19	1,60	1,70	-1,29	-1,23
Laintai 4	33,83	11,49	33,70	11,63	0,12	0,14	1,60	1,62	-1,29	-1,28
Laintai 3	33,86	11,48	33,75	11,59	0,12	0,11	1,59	1,58	-1,30	-1,31
Laintai 2	33,91	11,47	33,78	11,56	0,13	0,10	1,61	1,56	-1,29	-1,32
Laintai 1	34,25	11,33	33,87	11,52	0,38	0,19	1,99	1,70	-1,04	-1,23
Lantai Base	35,54	10,59	34,13	11,37	1,41	0,79	3,53	2,59	-0,01	-0,63

Digunakan nilai eksentrisitas $ed = 1,5 + 0,05b$ karena memiliki nilai yang lebih besar

Tabel 4.23. Koordinat Pusat Massa Pada tiap Lantai

Lantai	Pusat Massa		Pusat rotasi		Eksentrisitas (e)		ed = 1,5e + 0,05b		Koordinat Pusat Massa	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X	Y
Lantai Atap	31,95	12,98	31,95	12,98	0,00	0,00	1,42	1,42	30,53	11,57
Laintai 6	33,77	11,73	33,50	11,91	0,28	0,19	1,83	1,70	31,67	10,22
Laintai 5	33,76	11,51	33,64	11,70	0,12	0,19	1,60	1,70	32,04	10,00
Laintai 4	33,83	11,49	33,70	11,63	0,12	0,14	1,60	1,62	32,10	10,01
Laintai 3	33,86	11,48	33,75	11,59	0,12	0,11	1,59	1,58	32,15	10,01
Laintai 2	33,91	11,47	33,78	11,56	0,13	0,10	1,61	1,56	32,17	10,00
Laintai 1	34,25	11,33	33,87	11,52	0,38	0,19	1,99	1,70	31,88	9,82
Lantai Base	35,54	10,59	34,13	11,37	1,41	0,79	3,53	2,59	30,60	8,78

2. Mentukan baja tulangan *horizontal* dan *transversal* minimum diperlukan:

Periksa apakah dibutuhkan dua layer tulangan

Baja tulangan dual layer apabila gaya geser terfaktor melebihi

$$A_{ev} = 3,15 \times 0,4 = 1,26 \text{ m}^2$$

$$\frac{1}{6} A_{ev} \sqrt{fc} = \frac{1}{6} \times 1,26 \times \sqrt{30} \times 10^3 = 1150,21 \text{ kN}$$

$V_u = 2,216 < 1150,21 \text{ kN}$, Cukup satu layer tulangan

Kuat geser maksimum

$$\frac{5}{6} A_{ev} \sqrt{f_c} = \frac{5}{6} \times 1150,21 \times \sqrt{30} \times 10^3 = 5249007,84 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja masih dibawah batas atas kuat geser shearwall
Baja tulangan horizontal dan transversal yang dibutuhkan

Rasio distribusi tulangan minimum 0.0025 dan spasi maksimum 45 cm

$$\text{Luas } shear wall / \text{meter panjang} = 0.4 \times 1 \text{ m} = 0.4 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan diperlukan} &= 0.4 \times 0.0025 = 0.001 \text{ m}^2 \\ &= 1000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Bila digunakan 2 D 16

$$A_s = 2 \times 1/4 \pi 16^2 = 567.06 \text{ mm}^2$$

Karena digunakan *dual layer*, maka jumlah pasangan tulangan yang diperlukan adalah :

$$= 1000 / 567 = 1.7 \approx 2 \text{ pasang}$$

$$S = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$$

Digunakan jarak = 300mm

3. Tentukan baja tulangan untuk menahan geser

Asumsi dual layar D 16 – 300 mm

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{25.52}{3.15} = 8.1 > 2, \alpha_c = 0,167$$

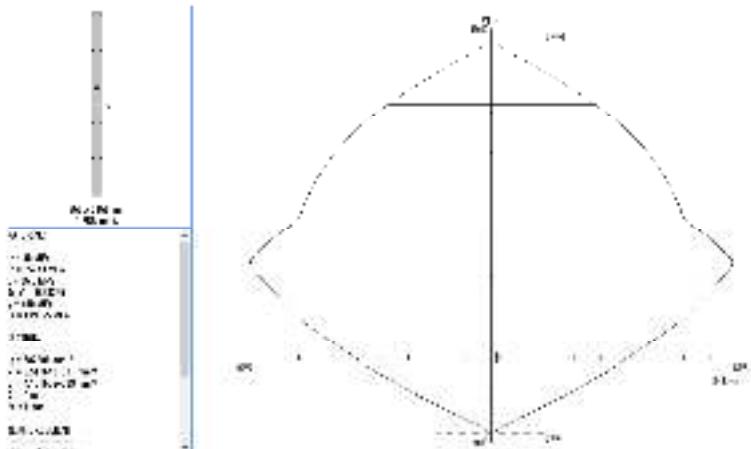
$$\rho_n = \frac{884.000}{400 \times 3150} = 0.7015 > 0.0025 \text{ OK}$$

Jika $h_w / l_w < 1,5$, maka $\rho_v = \rho_{min}$

Digunakan dual layar D 16 – 300 mm

4. Kebutuhan tulangan untuk kombinasi aksial dan lentur

Kuat tekan dan kuat lentur *shearwall* dengan konfigurasi yang di desain seperti terlihat pada diagram interaksi *shearwall*.



Gambar 4.16. Diagram interaksi *shearwell*

Dari diagram tersebut dapat disimpulkan bahwa *shearwall* cukup kuat menerima kombinasi beban aksial dan lentur.

5. Cek *special boundary element*

Special boundary element diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor bekerja pada shearwall melebihi $0,2 f_c$

- a. *Special boundary element* diperlukan jika

$$I = (1/12) \times 0,4 \times 3,15^3 = 1,041 \text{ m}^4$$

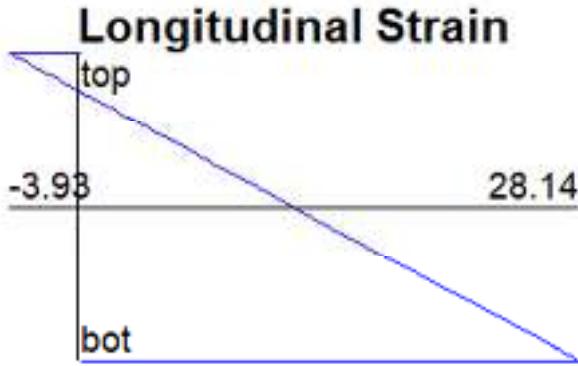
$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_{uy}}{I} > 0,2 f_c$$

$$\frac{28,874}{0,7875} + \frac{175,53 \times 1,58}{1,041} > 0,2 \times 30$$

$$303,0798 \text{ kN/m}^2 > 6 \text{ MPa}$$

$0,3030 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa}$, tidak perlu *special boundary element*

- b. *Special boundary element* diperlukan jika jarak c dari serat terluar zone kompresi lebih besar dari harga yang diperoleh dari (RESPONSE 2000) :



Gambar 4.17. Hasil RESPONSE 2000

$$C : (I_w - c) = 3,93 : 28,1$$

$$28,1 c = 3,93 \cdot (3,15 - c)$$

$$C = 0,386 \text{ m}$$

$$\delta_u / h_w = 15 / 2552 = 0,0059 < 0,007$$

$$\frac{I_w}{600 (\delta_u / h_w)} = \frac{3,15}{600 \times 0,007} = 0,75 \text{ m} > 0,39 \text{ m}$$

Jadi, tidak diperlukan special boundary element

Panjang special boundary element

$$c - 0,1 I_w = 0,1 \text{ m}$$

$$c/2 = 0,19 \text{ m}$$

$$0,6 + 0,45 = 1,05 \text{ m}$$

$$s = 1,05 \text{ m}$$

Pengekang pada boundary element

- Pada kolom

Dipakai pengekang bentuk persegi D 12 jarak tulangan pengekang :

$$s < 0,4 \times 600 = 240 \text{ mm}$$

$$s < 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$s < 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s < 100 + \frac{350 - 165,33}{3} < 161,56$$

$$h_x = (1/3) (600 - 2 [40] - 2 [12]) \\ = 165,33 \text{ mm}$$

Digunakan D 12 – 100

6. Cek Torsi

$$\Sigma x^2 y = x_1^2 y + 2 x_2^2 (3 x_2) \\ = 400^2 \times 3150 + 2 \times 280^2 \times (3 \times 280) \\ = 635712000 \text{ m}^3$$

$$Tu < \phi 0,08 \lambda \sqrt{f'c} \times \Sigma x^2 y ; \lambda:1$$

$$47,8887 < 0,75 \times 0,08 \times 1 \times \sqrt{30} \times 635712000$$

$47,8887 < 208,916 \text{ kNm}$, karena nilai torsi (Tu) lebih kecil, maka torsi dapat diabaikan.

Dengan :

X_1 : tebal dinding geser (m)

X_2 : tebal pelat (m)

Y : Panjang dindig geser (m)

Tu : Momen torsi berfaktor pada penampang yang ditinjau (kNm)

Untuk perhitungan *shear wall* tipe T dan L, dilakukan dengan cara yang sama dalam tabel berikut :

Tabel 4.24. Perhitungan *shear wall*

No	Shear wall tipe T, dan L	Nilai	Satuan
1	Tinggi bangunan	25,57	m
2	Panjang shear wall	1,5	m
3	Tebal Shearwall	40	cm
4	Dimensi Kolom	650 x 650	mm
5	Mutu beton f'c	30	Mpa
6	Mutu tulangan utama	400	Mpa
7	Pu	641,794	kN
8	Vu	233,653	kN
9	Mu	527,396	kNm
10	Tulangan vertikal horizontal	D16-200	

4.5.6 Perencanaan Sloof

Direncanakan :

- Dimensi sloof : 50 x 90 cm
- Tulangan Pokok : D22
- Diameter sengkang : 10 mm
- Tebal selimut beton : 40 mm
- Mutu tulangan pokok : 400 Mpa
- Mutu tulangan sengkang : 240 Mpa
- Mutu beton : 30 Mpa
- d : 803 mm

1. Pembanan sloof

- Akibat beban mati
- | | | |
|---------------------|---------------------|------------------------|
| Berat sendiri sloof | = 0,5 x 0,9 x 24 | = 10,4 kN/m |
| Berat dinding | = 9,6 m x 2,5 | = 24 kN/m |
| Berat plesteran | = 5,12 x 9,6 x 0,21 | = <u>10,322 kN/m</u> + |
| Total | | = 44,722 |

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terfaktor} &= 1,4 \text{ Wd} \\
 &= 1,4 \times 44,722 \\
 &= 62,611 \text{ kN} \\
 \text{Mu} &= \frac{1}{12} \times q \times L^2 = \frac{1}{12} \times 62,611 \times 9,6^2 \\
 &= 480,852 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2. Tulangan utama sloof

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{fy} & \rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4fy} \\
 &= \frac{1,4}{400} & \text{atau} &= \frac{\sqrt{30}}{4(400)} \\
 &= 0,0035 & &= 0,003423 \\
 \rho_{\min} &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As_{\min} &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 500 \times 900 \\
 &= 1575 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba 5 D22

$$\begin{aligned}
 As &= x \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= 1900,664 > As_{\min} & \text{OK.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi balok regangan, } a &= \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} \\
 &= \frac{1900,664 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} \\
 &= 59,629 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &= 0,9 \times As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 10^{-6} \\
 &= 0,9 \times 1900,664 \times 400 \times \left(803 - \frac{59,629}{2}\right) \times 10^{-6}
 \end{aligned}$$

$$= 529,044 \text{ kNm}$$

Syarat $\phi M_n > M_u$

$$529,044 > 480,852 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

3. Tulangan geser sloof

$$S \leq d / 2 = 803 / 2 = 401,5 \text{ mm}$$

$$S \leq 16 D = 16 \times 22 = 352 \text{ mm}$$

$$S \leq 16 P = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Digunakan P10-300 untuk tulangan geser.

4. Desain Tulangan Badan

Dimensi balok yang relatif tinggi (lebih dari 400 mm) membuat resiko retak pada bagian badan semakin besar. Maka harus diberi tulangan pinggang dengan jarak antar tulangan maksimal $d/6$ atau 300 mm.

$$s \leq d/6$$

$$s \leq 803 / 6 \quad \text{atau} \quad s \leq 300 \text{ mm}$$

$$s \leq 133,833 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 300$$

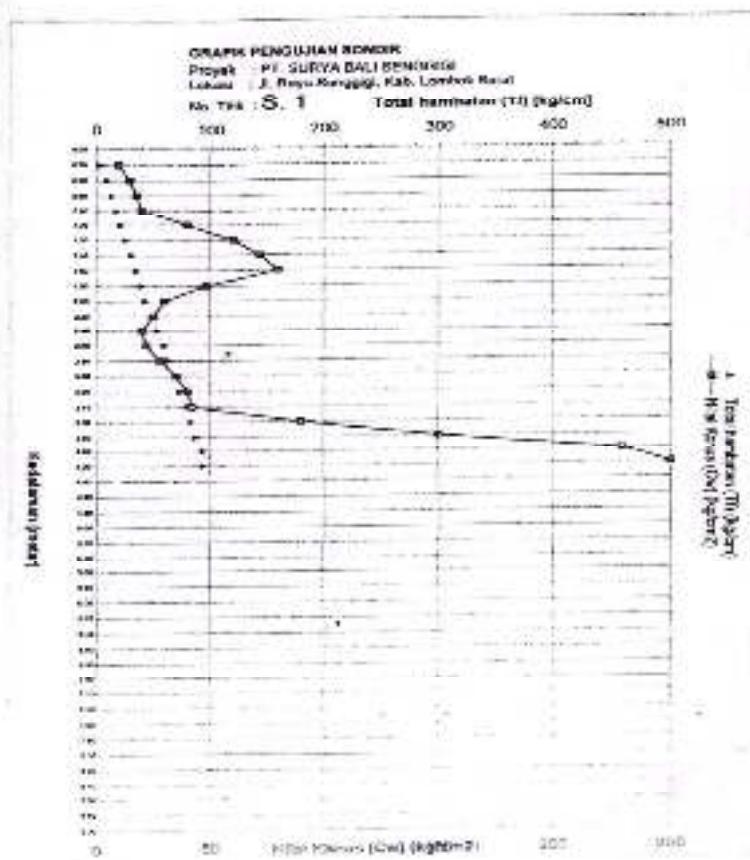
Karena tinggi balok 800 jadi digunakan 4D12 buah tulangan

4.5.7. Pondasi

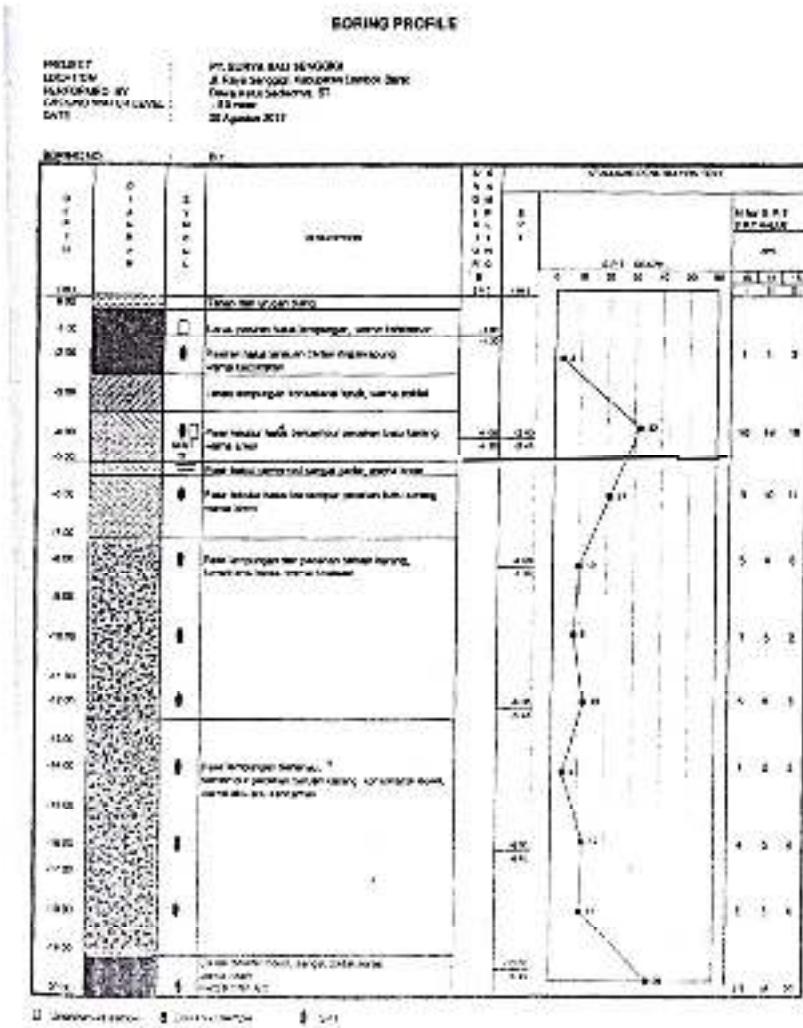
Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang. Uraian data tanah dan perhitungan daya dukung pondasi dijelaskan berikut.

1. Data tanah

Hasil uji sondir menunjukkan bahwa kedalaman 0 m – 5 m adalah tanah sedang. Data pada kedalaman dengan $qc > 150 \text{ kg/cm}^2$.



Gambar 4.18. Uji Sondir pada kedalaman 0 m – 5 m
Hasil uji boring menunjukkan bahwa kedalaman 0 m – 5 m adalah tanah sedang dengan nilai $N_{spt} = 28$, pada kedalaman 20 $N_{spt} = 36$.



Gambar 4.19. Uji sondir sampai kedalaman 20 m

2. Daya dukung Pondasi tiang

Daya dukung pondasi tiang terdiri dari daya dukung ujung dasar tiang dan daya dukung gesekan permukaan keliling tiang, dikurangi berat sendiri tiang dengan rumus :

$$Qu = Qd + Qs - W \quad (4.10)$$

$$Qijin = \frac{Qd + QS}{F} - W \quad (4.11)$$

Dimana :

- Qu : Daya dukung batas tiang
- Qd : daya dukung batas dasar tiang
- Qs : Daya dukung batas gesekan tiang
- W : Berat sendiri tiang
- F : Faktor keamanan tiang = 3

a. Daya dukung ujung tiang

Daya dukung ujung tiang untuk beberapa kondisi adalah sebagai berikut :

- i) Untuk tanah non kohesif

$$Qd = 40 \times Nb \times Ap \text{ (ton)}, \text{ Menurut Meyerhoff}$$

- ii) Untuk dasar pondasi di

$$Nb' = 15 + 0,5 (N - 15)$$

- iii) Untuk tanah berpasir $N > 50$

$$Qd < 750 Ap \text{ (ton), Suyono Sosrodarsono}$$

b. Daya dukung gesekan tiang

- i) Menurut Mayerhoff

$$Qg = 0,2 \times O \times \sum (Ni \times Li) \text{ (ton), untuk tiang pancang}$$

$$Qg = 0,1 \times O \times \sum (Ni \times Li) \text{ (ton), untuk tiang bor}$$

- ii) Menurut Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa

$$Qg = O \times \sum (Ni/2 \times Li) \quad (4.12)$$

Dengan:

$$Ni/2 < 12 \text{ ton/m}^2$$

O = keliling penampang tiang

Ni = N-spt pada segmen i tiang

Li = panjang segmen i tiang

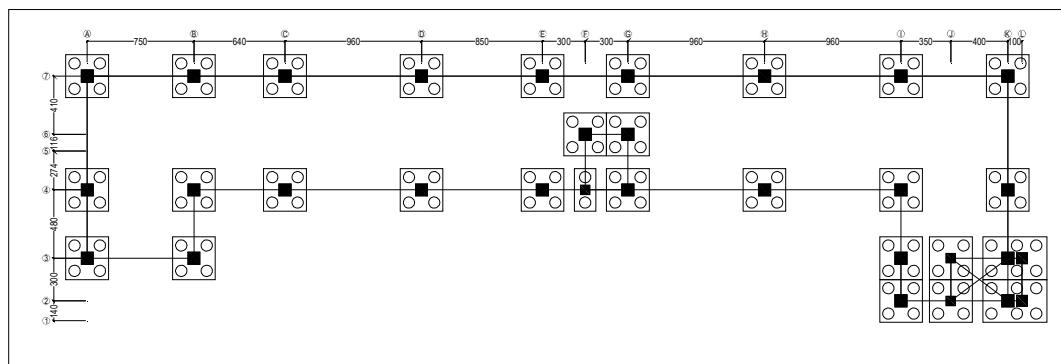
Tabel 4.25 Kuat dukung pondasi Bore Pile dengan berbagai diameter

D m	Ap m^2	W ton	Nb	N'	Qd ton	Qg ton	Qijin ton
0.6	0.283	9.5	40	27.5	311.02	75.398	119.31
0.8	0.503	16.88	40	27.5	552.92	100.53	200.94
1	0.785	26.38	40	27.5	863.94	125.66	303.49

Dari hasil analisis ETABS 2016 v16.0.2, diperoleh nilai beban titik pondasi antara 686,6543 ton. Jika digunakan pondasi bore pile diameter 80 cm, maka daya dukung pondasi adalah : 200,94

- Jumlah tiang pondasi untuk beban 686,6543 ton

$$\frac{686,6543}{200,94} = 3,42 \approx 4 \text{ tiang}$$



Gambar 4.20. Denah pondasi

4.5.8. Perhitungan Perbandingan Volume Pekerjaan Struktur

Perhitungan Volume beton pekerjaan struktur Core Hotel dilakukan dengan cara dimodelkan dalam ETABS 2016 V6.0.2. volume beton dapat diketahui dengan cara *Display - Show Tables - Model - Structure Data - Material List*.



Gambar 4.21. Langkah ke *Material List*

Core hotel sebelumnya menggunakan kolom 50 x 50, balok 30 x 60 serta pelat setebal 12 cm, berikut merupakan volume pekerjaan beton bangunan eksisting .

Tabel 4.26 Volume bangunan *existing*

No	Elemen	Berat (ton)	Volume m3
1	Kolom	601,251	250,521
2	Balok	833,217	347,174
3	Pelat	1305,241	543,850

$$\text{jumlah} = 1141,545$$

Sedangkan volume pekerjaan beton untuk bangunan *Core Hotel* dengan sistem *Flat Slab* sebesar :

Tabel 4.27 Volume bangunan sistem *Flat Slab* dan *shear wall*

No	Elemen	Berat (ton)	Volume m3
1	Kolom	1049,797	437,415
2	Balok	1340,421	558,508
3	Pelat	3528,832	1470,347
4	Dinding	1518,234	632,597

$$\text{jumlah} = 3098,869$$

$$\text{Selisih} = 3098,869 - 1141,545 = 1957,324 \text{ m}^3 .$$

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisi yang telah dilakukan pada gedung dengan menggunakan program ETABS 2016 v6.0.2. untuk menganalisa gaya dalamnya, maka kesimpulan yang dapat diambil dari redesain gedung Core Hotel Mataram dengan menggunakan sistem pelat datar ini antara lain sebagai berikut:

1. Hasil analisa menunjukkan bahwa komponen struktur gedung dengan dimensi yang direncanakan aman terhadap beban gempa yang ada.
2. Dalam perancangan, material yang digunakan adalah mutu beton $f'c = 30 \text{ MPa}$ untuk struktur pelat, balok, kolom, mutu baja $fy = 400 \text{ MPa}$ (deform) dan $fy = 240 \text{ MPa}$ (polos). Sehingga diperoleh dimensi komponen-komponen struktur gedung sebagai berikut;
 - a. Dimensi pelat lantai dengan ketebalan 280 mm, dengan tulangan $\text{Ø}12-100$, dengan tambahan penahan geser berupa drop panel berdimensi 3 m x 3 m dengan ketebalan 15 cm dengan tulangan D 16-100 mm.
 - b. Dimensi pelat lantai pada tangga dengan ketebalan 120 mm, dengan tulangan $\text{Ø}16-85$ mm.
 - c. Dimensi balok utama yang digunakan antara lain : 500 x 900 mm, dengan tulangan utama pada tumpuan 4 D22 dan sengkang $\text{Ø}10-100$ dan pada lapangan 4 D22 dan Sengkang $\text{Ø}10-100$. Untuk balok 250 x 500 mm pada tangga dengan tulangan utama pada tumpuan 4D13 dan tulangan sengkang $\text{Ø}10-150$ dan pada lapangan 4 D13 dan tulangan Sengkang $\text{Ø}10-150$ mm.
 - d. Dimensi kolom digunakan K1 850 x 850 mm ; K2 750 x 750 mm ; K3 650 x 650 mm.Untuk kolom K1,K2 dan K3 diperoleh tulangan utama 16 D22 dan tulangan Sengkang D 10-200.
 - e. Pondasi yang menggunakan *pile cap* berdimensi 2 x 4 x 1 m, dengan tiang pancang berdiameter 0,8 m berjumlah maksimum 4 tiang per kolom, dan tanah keras maksimum pada kedalaman 20 m.

- f. Hasil perencanaan *shear wall* digunakan tipe T dan L dengan ketebalan 40 cm dengan menggunakan tulangan vertikal dan horizontal D 19-200 dengan mutu beton $f'c$ 30 Mpa.
- g. Dari perhitungan volume pekerjaan beton untuk sistem pelat datar mengalami peningkatan sebesar 1957,324 m³, yang artinya bahwa sistem pelat datar lebih boros dari pada struktur Core Hotel *existing*.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil analisis struktur gedung yang telah diredesain, maka saran yang bisa dilakukan untuk perencana berikutnya adalah :

1. Untuk perencanaan *flat slab* selanjutnya bisa dicoba dengan tanpa menggunakan balok utama untuk keseluruhan Gedung, dengan bentang yang lebih kecil sebesar 6 – 7 m.
2. Perencanaan selanjutnya bisa menggunakan metode yang berbeda dengan mencari nilai ekonomis dalam volume pekerjaan beton.

DAFTAR PUSTAKA

- Asroni, Ali. 2010. *Balok dan Pelat Beton Bertulang* edisi pertama.Yogyakarta: Graha Ilmu
- Asroni, Ali.2010. *Kolom Fondasi dan Balok T* edisi kedua.Yogyakarta: Graha Ilmu
- Badan Standardisasi Nasional, 2013, SNI-2847-2013, *Tata Cara Perencanaan Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.*
- Badan Standardisasi Nasional, 2012, SNI-1726-2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung.*
- Badan Standardisasi Nasional, 2012, SNI-1727-2013, *Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur Lainnya.*
- Harianti, Erny dan Anugrah Pamungkas. 2018. *Struktur Beton Bertulang tahan Gempa Sesuai SNI 03-1726-2012, SNI-1727-2013 & SNI 03-2847-2013 dan Memakai Program SAP2000.* Yogyakarta: Andi Offset
- Imran, Iswandi dan Fajar Hendrik. 2010. *Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa.* Bandung: ITB
- Imran, Iswandi dan Ediansjah Zulkifli. 2014. *Perencanaan Dasar Struktur Beton Bertulang.* Bandung: ITB
- Imran, Iswandi dan Fajar Hendrik. 2014. *Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang.* Bandung: ITB
- McCormac, Jack C. 2001. *Desain Beton Bertulang* Edisi Kelima Jilid 1 dan 2. Jakarta: Erlangga
- McGregor, James G. 1997. *Reinforcement Concrete Mechanics and Design.* United State.

- Nawy, Edward G.P.E. 1998 . *Beton Bertulang (Suatu Pendekatan Dasar)*. Bandung: Refika Adiatma
- Pratomo, Indro. 2015. *Modifikasi Perencanaan Sistem Struktur Gedung Hotel Arum Lombok Dengan Metode Flat Slab Dan Shear Wall*. Skripsi. Mataram: Universitas Mataram
- Purnama, Adriyan Candra. 2017. *Modifikasi Perencanaan Gedung Amaris Hotel Madiun Dengan Menggunakan Metode Flat Slab dan Shear Wall*. Skripsi. Surabaya : Institut Sepuluh Nopember
- Rahmadi, Zaenadir. 2017. *Analisis Struktur Gedung Dengan Variasi Bentuk dan Posisi Dinding Geser Pada Kondominium Hotel Amarsvati Lombok*. Skripsi. Mataram: Universitas Mataram
- Riza, M.M., 2014, *Aplikasi Perencanaan Struktur Gedung dengan ETABS*, Azza Reka Struktur Group.
- Schueller, Wolfgang. 1989. *Januar Hakim. Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi*. Bandung: Eresco
- Setiawan, Agus. 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*. Jakarta: Erlangga
- Syahputri, Ghinan. 2015. *Redesain Struktur Gedung Hotel Golden Tulip Mataram Dengan Sistem Balok Grid* Skripsi. Mataram: Universitas Mataram
- Sudarmoko, 1994, *Kolom Beton Bertulang*, Biro Penerbit, Yogyakarta.
- Tavio dan Usman Wijaya. 2018. *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja* Edisi 2. Yogyakarta: Andi Offset
- Wang, Chu-Kia, Charles G. Salmon. 1992. *Binsar Hariandja. Disain Beton Bertulang*.