BAB 2
PERENCANAAN STRUKTUR ATAS

2.1 Perancangan Struktur

Proyek pembangunan Gedung perkantoran dan perkuliahan FEBI terdiri dari 5 lantai, dengan tinggi masing-masing lantai adalah 4 m. Dan luas total bangunan adalah 3000 m². Bangunan ini direncanakan menggunakan struktur beton bertulang dengan sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai dengan kebutuhan daktilitas tinggi karena lokasi berada pada wilayah dengan Kategori Desain Seismik (KDS) D. Pemilihan sistem SRPMK sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019, karena mampu memberikan performa struktur yang optimal dalam menghadapi gaya gempa, dengan kemampuan deformasi plastis tinggi dan disipasi energi yang baik.

2.2 *Preliminary Design*

Preliminary design dilakukan sebelum melakukan pemodelan pada *software*. Data hasil perhitungan ukuran dimensi dari *preliminary design* lalu digunakan sebagai acuan pemodelan pada *software.* Acuan yang digunakan dalam perhitungan *preliminary design* ini adalah SNI 2847:2019. Berikut *Preliminary design* pelat, kolom, balok.

a. Menentukan Dimensi Balok:

   Panjang bentang antar kolom merupakan salah satu parameter utama dalam menentukan dimensi balok. Tinggi balok (h) ditentukan mengacu pada Tabel 9.3.1.1 SNI 2847:2019, sedangkan lebar balok (b) dirancang berdasarkan ketentuan dalam Pasal 18.6.2.1 pada standar yang sama. Seluruh perencanaan harus memenuhi syarat kekakuan dan keamanan sesuai yang ditetapkan dalam pasal tersebut.

   Menentukan tinggi minimum balok: Ly/16

   h = 7000/16 = 437,5 mm ≈ 450 mm

   Menentukan lebar balok minumum: 2/3h

   b = 2/3 x 450 = 300 mm, namun lebar balok diperbesar menjadi 450 mm,

karena dengan ukuran 300 mm ketika dilakukan analisis pada ETABS balok mengalami overstress.

Sehingga, digunakan dimensi balok B1= 550 x 550 mm.

Dan dimensi balok B1 = 355 x 355 mm

BA1 = 200 x 200 mm

b. Perencanaan Tebal Pelat pada Lantai: pelat

Ly =7000 mm Lx = 4000 mm

Identifikasi arah pelat

Ly/Lx= 7000/4000 = 1.75, maka dinyatakan bahwa tipe pelat adalah pelat dua arah karena Ly/Lx < 2.

Perencanaan Tebal minimum Pelat Dua Arah

Perencanaan ketebalan pelat dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019 untuk memastikan pelat memiliki kekakuan yang cukup sehingga lendutan yang terjadi masih berada dalam batas yang diizinkan.

Data perencanaan

Bentang pendek, $Lx = 4000$ mm

Bentang panjang, $L_y = 7000$ mm

Rasio bentang = 7/4 = 1,75

Mutu beton = 25 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

b x h = 550 x 600 mm

h pelat = 120 mm

Panel interior

Untuk panel interior pelat dua arah dengan balok pada keempat sisi, SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.2 menggunakan parameter αm (rata-rata kekakuan balok relatif terhadap pelat).

- Menghitung αm (menghitung kekakuan relatif balok terhadap pelat)

  Momen inersia balok = 1/12*b*h^3

  Ib =9.900.000.000/mm^4

  Momen inersia pelat= 1/12*b*h^3

  Is = 576.000.000/mm^4

  Maka diperoleh αm = Ib/Is

  = 17,19

  Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh αm= 17,19, menurut SNI 2847: 2019, apabila αm>0,8 maka balok tepi dianggap cukup kaku dan dapat diperhitungkan sebagai balok tepi efektif dalam sistem pelat dua arah.

  Karen; 17,19>0,8

  Maka balok dengan dimensi 550 x 600 mm memiliki kekakuan yang memadai untuk mendukung pelat dua arah dan dapat diperhitungkan dalam penentuan tebal minimum pelat.

  Tebal minimum pelat dapat dihitung menggunakan persamaan

$$hmin = \frac{Lx(0{,}8 + \frac{fy}{1400}}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{4000(0{,}8 + \frac{420}{1400}}{36 + 9(1{,}75)}$$

= 84,98 mm

Ditentukan

Tebal pelat lantai dasar dan atap = 120 mm

Tebal pelat lantai 1,2,3 = 150 mm

c. Menentukan Dimensi Balok:

Panjang bentang antar kolom merupakan salah satu parameter utama dalam menentukan dimensi balok. Tinggi balok (h) ditentukan mengacu pada Tabel 9.3.1.1 SNI 2847:2019, sedangkan lebar balok (b) dirancang berdasarkan ketentuan dalam Pasal 18.6.2.1 pada standar yang sama. Seluruh perencanaan harus memenuhi syarat kekakuan dan keamanan sesuai yang ditetapkan dalam pasal tersebut.

Menentukan tinggi minimum balok: Ly/16

h = 7000/16 = 437,5 mm ≈ 450 mm

Menentukan lebar balok minumum: 2/3h

b = 2/3 x 450 = 300 mm, namun lebar balok diperbesar menjadi 450 mm, karena dengan ukuran 300 mm ketika dilakukan analisis pada ETABS balok mengalami overstress.

Sehingga, digunakan dimensi balok B1= 550 x 550 mm.

Dan dimensi balok B1 = 355 x 355 mm

BA1 = 200 x 200 mm

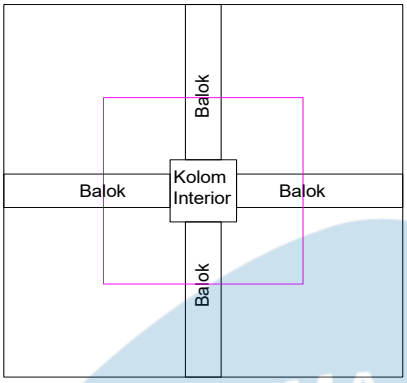
d. Dimensi Kolom

Spesifikasi Material:

Selimut Beton = 40 mm

Diameter Sengkang = D12 mm

Diameter Longitudinal = D22 mm



Berat satuan lantai dasar :

Berat sendiri plat = 2.88 km kN/m^2

Pesi + ubin = 1.1 kN/m^2

Berat Satuan Lantai 1,2,3 :

Berat sendiri plat = 3.6 kN/m^2

Spesi + ubin = 1.1 kN/m^2

Instalasi MEP = 0.3 kN/m^2

Beban plafon = 0.7 kN/m^2

Beban hidup = 1.92 kN/m^2

Beban hidup atap = 1 kN/m^2

Sehingga :

DLtotal = 28,48 kN/m^2

LLtotal = 8,68 kN/m^2

Kombinasi pembebanan:

PU2 = 1,2DL + 1,6LL = 1,2(28,48) + 1,6(8,68) = 48,064 kN/m^2

= 4806400 N/mm^2

Rencana awal (A):

Pu/(Φ.fc') = 4806400 / (0,65 x 24) = 308102,6 mm^2

Untuk kolom bujur sangkar:

$b=h$; $A=h^2=b^2$; $b=\sqrt{A}$

$b = \sqrt{4806400}$

$b = 555{,}0699$ mm

Digunakan kolom dimensi 550mm x 550mm

Syarat oleh **SNI 2847:2019 Pasal 18.7.2.1** mengenai Batasan dimensi:

a. $b > 300$ mm

b. $b/h > 0{,}4$

Hitung syarat

a. $550\text{mm} > 300\text{mm}$

b. $550/550 = 1 > 0{,}4$

Dimensi yang diasumsikan sudah memenuhi syarat

2.3 Intrepretasi Data Tanah dan Penentuan Kelas Situs

Intrepretasi data tanah dilakukan untuk menyederhanakan data tanah yang didapatkan dari laboratorium kampus, sehingga mudah dipahami. Setelah dilakukan intrepretasi data tanah maka selanjutnya kelas situs dapat ditentukan dari respon spektrum yang dihasilkan. Perhitungan nilai N-rerata berdasarkan 2 jenis data dapat dilihat pada dan Tabel 2.2

Tabel 2. 1 Nilai N Rerata BH-1

No.	Kedalaman	T(m)	N (SPT)	N'=T/N
1	0-2	2	7	0.285714
2	2-4	2	37	0.054054
3	4-6	2	39	0.051282
4	6-8	2	41	0.04878
5	8-10	2	43	0.046512
6	10-12	2	45	0.044444
7	12-14	2	45	0.044444
8	14-16	2	49	0.040816
9	16-18	2	51	0.039216
10	18-20	2	53	0.037736
11	20-22	2	55	0.036364
12	22-24	2	58	0.034483
13	24-26	2	60	0.033333
14	26-28	2	60	0.033333
15	28-30	2	60	0.033333
16	30-32	2	60	0.033333
17	32-34	2	60	0.033333
18	34-36	2	60	0.033333
19	36-38	2	60	0.033333
20	38-40	2	60	0.033333

Jumlah		40		1.03051
		N Rerata		38.81564
Berdasarkan rata-rata			=	38.81564
Maka tanah masuk pada kelas situs			**SD (Tanah sedang)**	

Tabel 2. 2 Nilai N Rerata BH-2

No.	Kedalaman	T(m)	N (SPT)	N'=T/N
1	0-2	2	8	0.25
2	2-4	2	34	0.058824
3	4-6	2	34	0.058824
4	6-8	2	39	0.051282
5	8-10	2	42	0.047619
6	10-12	2	45	0.044444
7	12-14	2	48	0.041667
8	14-16	2	52	0.038462
9	16-18	2	52	0.038462
10	18-20	2	55	0.036364
11	20-22	2	58	0.034483
12	22-24	2	60	0.033333
13	24-26	2	60	0.033333
14	26-28	2	60	0.033333
15	28-30	2	60	0.033333
16	30-32	2	60	0.033333
17	32-34	2	60	0.033333
18	34-36	2	60	0.033333
19	36-38	2	60	0.033333
20	38-40	2	60	0.033333
Jumlah	40		1.00429	

		N Rerata	39.98286	
Berdasarkan rata-rata	=	39.98286		
Maka tanah masuk pada kelas situs	**SD (Tanah Sedang)**			

Berdasarkan perhitungan nilai N-rerata pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2 didaptkan hasil N-rerata BH-1 sebesar 38.81564 dan N-rerata BH-2 sebesar 39,98286. Maka hasil data tanah tersebut akan menjadi acuan untuk penentuan kelas situs pada sub bab selanjutnya.

2.4 Penentuan Sistem Struktur

Penentuan system struktur pada perencanaan ini mengacu pada SNI 1726:2019. Beberapa parameter tambahan sebagai penambah data beban gempa perlu ditentukan pada perencanaan ini.

1. Penentuan Kategori Risiko Gedung

Tabel 2. 3 Kategori Resiko

Jenis pemanfaatan	risiko
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 3 tentang kategori risiko banguna Gedung dan non Gedung untuk beban gempa, Gedung Perkantoran dan Perkuliahan FEBI masuk pada kategori IV dengan jenis bangunan gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan.

2. Penentuan Faktor Keutamaan Gempa

   Berdasarkan penentuan kategori risiko Gedung dengan SNI 1726:2019 Tabel 2.3 faktor

   keutamaan gempa pada bangunan Gedung Perkantoran dan perkuliahan FEBI dapat ditentukan berdasarkan Tabel 2.3 dengan kategori IV maka faktor keamanan gempa pada bangunan tersebut adalah 1,5

Tabel 2. 4 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

3. Penentuan Klasifikasi Situs

Tabel 2. 5 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Berdasarkan hasil intrepretasi data tanah yang telah dilakukan sebelumnya, didapatkan hasil nilai N-rerata BH-1 1 sebesar 38.81564 dan N-rerata BH-2 sebesar 39,98286. Sehingga berdasarkan SNI 1726:2019 mengenai klasifikasi situs didapatkan hasil bahwa tanah adalah jenis Tanah Sedang (SD) karena kedua nilai N-rerata berada diantara nilai 15 sampai 50.

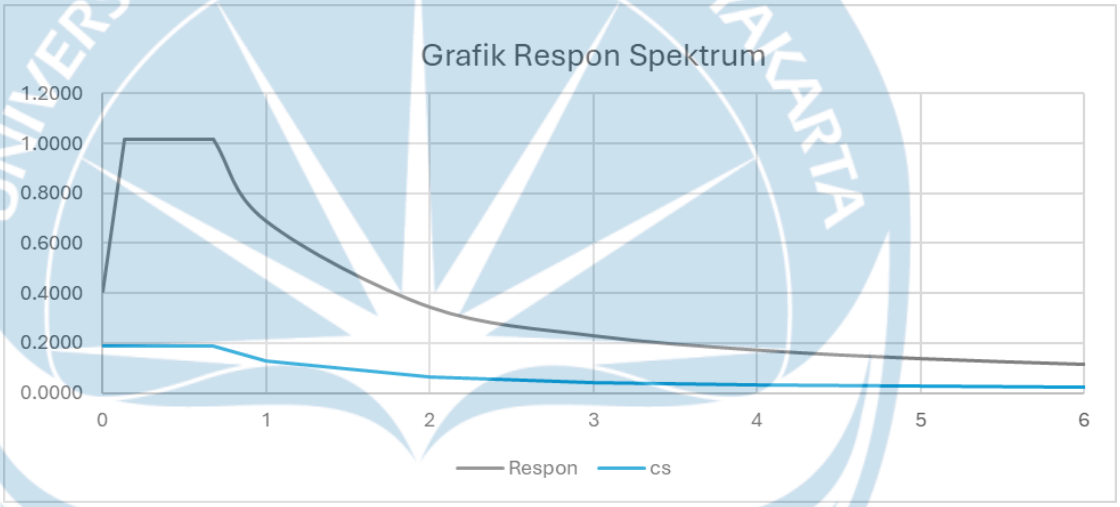
4. Penentuan Parameter Respon Spektra

Untuk memperoleh parameter yang diperlukan, sejumlah parameter dasar diperoleh melalui situs web Desain Spektra Indonesia dan kemudian dilanjutkan dengan penghitungan sesuai SNI 1726:2019. Parameter yang ditentukan adalah sebagai berikut

1. S_s = 1,1070 g
2. S_1 = 0,5070 g
3. F_a = 1,0572
4. F_x = 1,8000

5. S_{MS} = 1,170 g
6. S_{MI} = 0,913 g
7. S_{DS} = 0.7802 g
8. S_{D1} = 0,6084 g
9. T_0 = 0,1560 detik
10. T_S = 0,7798 detik
11. T_L = 6 detik

Setelah mendapatkan data-data tersebut maka dapat digambarkan grafik respon spectra seperti pada gambar berikut:



Gambar 2. 1 Respons Spektrum

5. Penentuan Periode Fundamental Gedung

Tabel 2. 6 Periode Fundamental Gedung

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

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 18 untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) harus menggunakan rumus $T_a = C_t H^x_n$. dan perlu juga menghitung T_{max} (periode maksimum) menggunakan rumus T_{max} = CuTa,, nilai periode fundamental dan periode maksimum dapat dihitung dan didapatkan hasil sebagai berikut:

$C_{t\ (Parameter\ Periode\ Pendekatan)}$ = 0,0466 (*SNI 1726:2019 tabel 18*)

$C_{u(Koefisien\ untuk\ Batas\ Periode)}$ =1.4 (*SNI 1726:2019 tabel 17)*

$X_{(Parameter\ Periode\ Pendekatan)}$ = 0,9 *(SNI 1726:2019 tabel 18)*

$H_{(Tinggi\ Bangunan\ Seismik)}$ = 17 meter

$T_a = C_t x H^x$

$= 0{,}0466\ \ 17^{0,9}$

= 0,669 detik

T_{max} = CuTa

=1,4 × 0,669

= 0.963 (Tmax digunakan)

6. Penentuan Kategori Desain Seismik (KDS)

Tabel 2. 7 Kategori Desain Seismik (KDS)

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

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 8 untuk menentukan kategori risiko ditentukan dengan membandingkan nilai S_{DS} yang telah dihitung. Kategori risiko

pada perencanaan ini termasuk dalam kategori risiko D karena nilai SDS ≥ 0,5.

7. Penentuan Koefisien Modifikasi Respons (R)

Tabel 2. 8 Koefisien Modifikasi Respons (R)

C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10[k]	TI[k]	TI[k]
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI[l]	TI[l]	TI[l]
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus[m]	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan[n]	3½	3[o]	3½	10	10	10	10	10

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 12 faktor R, C_d, dan Ω_0 untuk bangunan dengan rangka beton bertulang pemikul momen khusus memiliki nilai R=8, Ω_0 = 3, dan C_d = 5,5. Maka pada perencanaan bangunan ini digunakan nilai tersebut.

2.5 Perencanaan Pembebanan Struktur

Dalam menentukan beban yang akan akan bekerja saat gempa terjadi, dan perhitungan beban struktur pada setiap lantai, yang berguna untuk mendapatkan gaya geser seismik saat terjadi gempa. Maka,perencanaan pembebanan struktur perlu dilakukan dengan berpedoman pada SNI 1726 :2019

Perhitungan berat :

Data pelat lantai

H pelat lantai base & atap = 120 mm

H pelat lantai 2,3,4 = 150 mm

a. Berat satuan lantai base

Berat sendiri pelat atap = 2,88 kN/m2

Berat ubin + spesi 5 cm = 1,1 kN/m2

DL = 3,98 kN/m2

b. Berat satuan lantai 2,3,4

Berat sendiri pelat lantai = 3,6 kN/m2

Berat ubin + spesi 5 cm = 1,1 kN/m2

Instalasi MEP = 0,3 kN/m2

Beban plafon = 0.7 kN//m2

DL = 5,7 kN/m2

c. Data Balok

Berat Balok = $B \times (H - \text{tebal pelat}) \times \text{bj.beton}$

- B1 = 550 mm × 600 mm

  Lantai 2,3,4 = 5,28 kN/m2

  Lantai base & atap = 5,67 kN/m2

- B2 = 355 mm × 400 mm

  Lantai 2,3,4 = 1,74 kN/m2

  Lantai base & atap = 2,00 kN/m2

- BA1 = 200 mm × 200 mm

  Lantai 2,3,4 = 0,24 kN/m2

d. Data Kolom

- Berat Balok = $B \times H \times \text{bj.beton}$
- K1 = 550 mm × 550 mm

  = 7,26 kN/m2
- K2 = 500 mm × 500 mm

  = 6 kN/m2
- K3 = 450 mm × 450 mm

  = 4,86 kN/m2

e. Berat lantai dasar

- Pelat lantai = (40 × 12-7 ×4) × 3.98 = 1798.96 kN
- K1 550 × 550 = 33 × 4 × 7.26 = 958,32 kN

- B2 335 × 335 = (3 × 40 + 5× 11) × 2 = 350 kN

  Wdasar = 3107,28 kN

f. Berat lantai 1

- Pelat lantai = (40 × 12- 7 × 4) × 5.7 = 2576,4 kN
- BI 550 × 6000 = (11 × 7) × 5,28 = 406,56 kN
- B2 335 × 400 = (3 × 40 + 5× 11) × 1,74 = 304,5 kN
- BA 200 × 200 = (9 × 7) × 0,24 = 15,12 kN
- K1 550 × 550 = (33 × *(4/2 +4/2)* × 7.26 = 792 kN

  W1 = 4094.58 kN

g. Berat lantai 2,3

- Pelat lantai = (40 × 12-7 × 4) × 5.7 = 2576.4 kN
- BI 550 × 600 = (11 × 7) × 5,28 = 406,56 kN
- B2 335 × 400 = (3 × 40 + 5× 11) × 1,74 = 304,5 kN
- BA 200 × 200 = (9 × 7) × 0,24 = 15,12 kN
- K3 450 × 450 = (33 × *(4/2 +4/2)* × 4,86 = 641,52 kN

  W2,3 = 3944,1 kN

h. Berat atap

- Pelat lantai = (40 × 12) × 2,89 = 1734 kN
- BI 550 × 600 = (11 × 7) × 5,67 = 436,59 kN
- B2 335 × 400 = (3 × 40 + 5× 11) × 2 = 350 kN

  Watap = 2520,59 kN

Berat total beban mati (W) = Wdasar + W1 + W2 + W3 + Watap

= 3107,28 + 4094.58+ 3944,1+3944,1+ 2520,59

= 17.610,65 kN

i. Nilai T

$T_a = 0{,}0466 \times 17^{0.9} = 0{,}67$, dimana 0,67 < T < 2,5 detik

j. Nilai K

Karena 0,67 < T < 2,5 detik maka digunakan rumus berdasarkan SNI 1726:2019

$K = 0,5T + 0,75$

$K = 0,5\ (0,67) + 0,75$

$= 1,085$

k. Nilai V (base shear)

$V_x = V_y = C_s W$

$= 1,085 \times 17.610,65$

$= 19.107,552$ kN

Tabel 2. 9 Berat bangunan tiap lantai

Lantai	**W_x (kN)**	**H_x(m)**	**$W_x . H_x^k$**	**Fx (kN)**
Atap	2520,59	17	42.850,03	5.345,3
3	3944,1	13	51.272	6.392,0
2	3944,1	9	35.496,9	4.427,5
1	4094.58	5	20.472,9	2.554,0
Dasar	3107,28	1	3.107,28	388,7
	Total	45	153.199,11	19.107,5

2.6 Ketidakberaturan

Berdasarkan SNI 1726:2019, bangunan dapat dikelompokkan menjadi dua jenis, yaitu bangunan teratur dan bangunan tidak terartur. Klasifikasi ini harus didasarkan pada tata letak horizontal dan vertikal dari struktur bangunan tersebut. Bangunan beraturan memiliki semua sisi dan sudut dalam sama besar, menciptakan bentuk simetris. Bangunan tidak beraturan memiliki sisi dengan pajang berbeda dan sudut dengan ukuran berbeda, menghasilkan bentuk yang tidak simteris dan bervariasi.

Ketidakberaturan diklasifikasikan menjadi 2 :

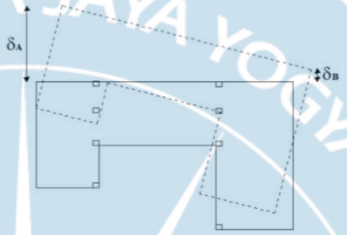
1. Ketidakberaturan Horizontal
2. Ketidakberaturan Vertikal

2.6.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal merupakan situasi pada struktur bangunan yang mengakibatkan ketidaksamaan momen inersia antara arah horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal dapat membuat bangunan lebih mudah terpengaruh oleh gaya lateral, seperti gempa bumi, dan angin.

- Ketidakberaturan tipe 1a (simpangan antar tingkat akibat torsi pada arah x) merupakan kondisi ketidakberaturan torsi yang terjadi apabila simpangan antar tingkat maksimum pada salah satu sisi bangunan, yang dihitung dengan mempertimbangkan pengaruh torsi tak terduga (Ax = 1,0), melebihi 1,2 kali nilai rata-rata simpangan antar tingkat pada kedua sisi bangunan yang tegak lurus terhadap arah pembebanan. Ketentuan mengenai ketidakberaturan torsi yang dijelaskan dalam pasal-pasal terkait hanya berlaku pada struktur yang menggunakan diafragma dengan kategori kaku (rigid) atau setengah kaku (semi-rigid).
- Ketidakberaturan tipe 1b (simpangan antar tingkat torsi pada arah y) adalah ketidakberaturan torsi berlebihan yang terjadi apabila simpangan antar tingkat maksimum pada salah satu sisi bangunan, yang dihitung dengan

mempertimbangkan pengaruh torsi tak terduga (Ax = 1,0), melebihi 1,4 kali nilai rata-rata simpangan antar tingkat pada kedua sisi bangunan yang tegak lurus terhadap arah pembebanan. Ketentuan mengenai ketidakberaturan torsi berlebihan sebagaimana diatur dalam pasal-pasal terkait hanya berlaku pada struktur yang memiliki diafragma kaku (rigid) atau setengah kaku (semi-rigid). Berikut disajikan analisis ketidakberaturan tipe 1b pada struktur yang ditinjau.tipe 1a dan 1b :



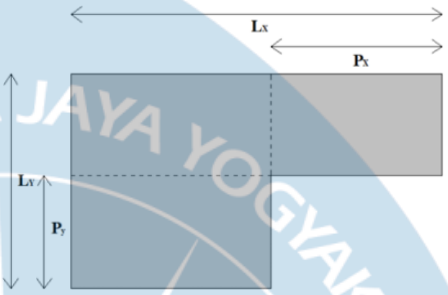
Gambar 2. 2 Ketidakberaturan tipe 1a dan 1b

Table 1.10 Hasil analisis ketidakberaturan tipe 1a dan 1b

	ARAH X			ARAH Y		
LANTAI	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Max Drift	Avg Drift	Ratio
ATAP	21.256	20.405	1.0417055	21.157	20.986	1.008148289
LANTAI 4	30.962	29.251	1.0584937	30.423	30.227	1.006484269
LANTAI 3	32.521	30.851	1.0541311	31.72	31.514	1.006536777
LANTAI 2	22.188	21.062	1.0534612	21.328	21.159	1.007987145
LANTAI 1	1.311	1.155	1.1350649	1.238	1.183	1.04649197

Berdasarkan hasil analisis simpangan antar lantai dari model ETABS, diperoleh rasio lebih kecil dari syarat yang ditentukan maka struktur tidak mengalami ketidak beraturan horizontal sesuai ketentuan SNI 1726:2019.

- Ketidakberaturan tipe 2 (ketidakberaturan struktur dalam) merupakan kondisi ketidakberaturan pada bentuk denah bangunan yang terjadi apabila kedua dimensi proyeksi denah yang diukur dari lokasi sudut dalam memiliki panjang lebih dari 15% terhadap dimensi bangunan pada arah yang sedang ditinjau.



Gambar 2. 3 Ketidakberaturan 2

Berikut analisis ketidakberaturan horizontal tipe 2.

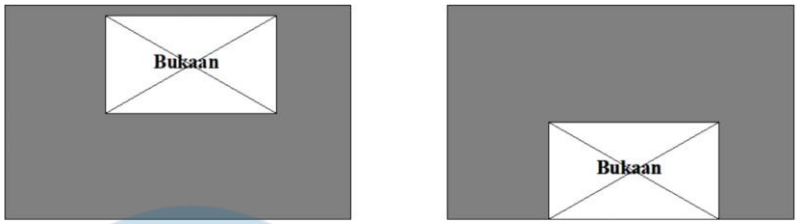
Lx = 40

Px = 4

40/4 = 10 % < 15%

Tidak terjadi ketidakberaturan horizontal tipe 2.

- Ketidakberaturan tipe 3 (ketidakberaturan diskontinuitas diafragma) merupakan kondisi yang terjadi apabila diafragma lantai mengalami diskontinuitas atau perubahan kekakuan secara tiba-tiba. Kondisi ini dapat ditandai dengan adanya bukaan atau area yang terpotong pada diafragma dengan luas lebih dari 50% dari luas bruto diafragma yang tertutup, atau apabila terjadi perubahan kekakuan diafragma efektif yang melebihi 50% antara satu tingkat dengan tingkat di atas atau di bawahnya.



Gambar 2. 4 Ketidakberaturan 3

Berikut analisis ketidakberaturan horizontal tipe 3.

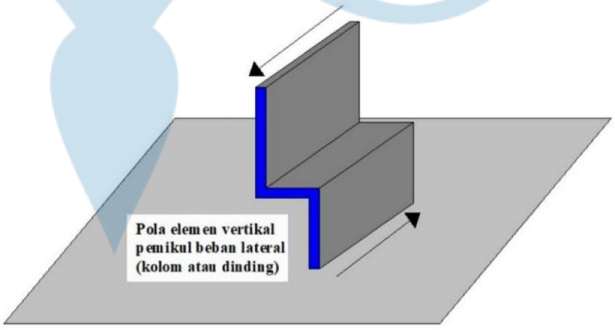
Luas lantai = 480 m

Luas void = $4 \times 7 = 28$ m

Luas void = 480/28 = 6% < 50 %

Tidak ada ketidakberaturan horizontal tipe 3 pada struktur

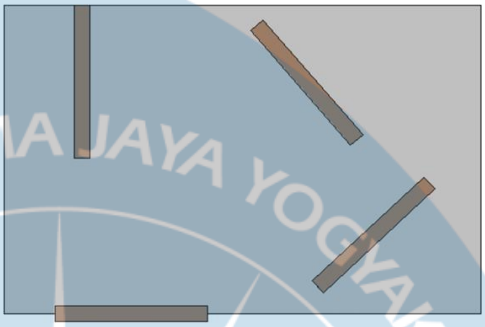
- Ketidakberaturan tipe 4 (ketidakberaturan akibat pergeseran keluar bidang atau out-of-plane offset) merupakan kondisi yang terjadi apabila terdapat diskontinuitas pada lintasan penyaluran gaya lateral dalam struktur. Kondisi ini ditandai dengan adanya pergeseran posisi elemen vertikal pemikul gaya lateral yang tidak berada pada satu bidang yang sama, sehingga jalur penyaluran gaya gempa menjadi tidak menerus.



Gambar 2. 5 Ketidakberaturan 4

Tidak ada ketidakberaturan horizontal tipe 4

- Ketidakberaturan tipe 5 (ketidakberaturan system nonparallel) merupakan kondisi yang terjadi apabila elemen vertikal pemikul gaya lateral, seperti kolom, dinding geser (*shear wall*), atau bracing, tidak tersusun sejajar dengan sumbu utama ortogonal pada sistem pemikul gaya seismik.



Gambar 2. 6 Ketidakberaturan 5

Ketidakberaturan struktur tipe 5 tidak terjadi.

2.6.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal merupakan kondisi pada struktur bangunan yang ditandai dengan adanya perubahan karakteristik struktur pada arah vertikal. Perubahan tersebut dapat berupa perbedaan tinggi antar lantai, variasi kekakuan, maupun perbedaan massa pada tingkat tertentu, sehingga dapat memengaruhi respons bangunan terhadap beban lateral, terutama beban gempa.

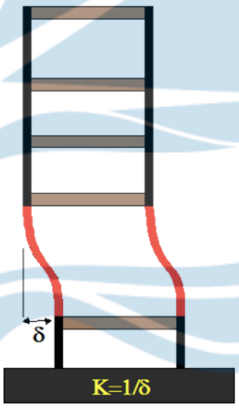
- Ketidakberaturan tipe 1a merupakan kondisi yang terjadi apabila suatu tingkat bangunan memiliki kekakuan lateral yang lebih kecil dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya, atau kurang dari 80% rata-rata kekakuan lateral pada tiga tingkat di atasnya. Kondisi ini menunjukkan bahwa terdapat satu lantai yang relatif lebih lunak dibandingkan lantai lainnya, sehingga berpotensi mengalami deformasi yang lebih besar ketika menerima beban lateral, terutama akibat gempa.
- Ketidakberaturan tipe 1b merupakan kondisi yang terjadi apabila suatu tingkat bangunan memiliki kekakuan lateral kurang dari 60% dibandingkan kekakuan lateral tingkat di atasnya, atau kurang dari 70% terhadap rata-rata kekakuan

lateral pada tiga tingkat di atasnya. Kondisi ini menunjukkan adanya penurunan kekakuan yang sangat signifikan pada suatu lantai sehingga berpotensi menimbulkan deformasi yang besar dan meningkatkan risiko kerusakan struktur saat menerima beban gempa.

Berikut adalah hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipa 1a dan 1b

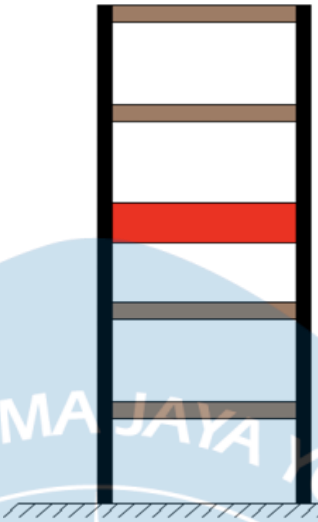
Tabel 2. 10 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
ATAP	40073.504		38464.79	
LANTAI 4	52364.613	OK	50462.021	OK
LANTAI 3	65474.651	OK	63876.434	OK
LANTAI 2	108790.684	OK	108004.47	OK
LANTAI 1	2025475.11	OK	1973699.3	OK



Gambar 2. 7 Ketidakberaturan tipe 1a dan 1b

- Ketidakberaturan tipe 2 adalah ketidakberaturan berat (Massa) merupakan kondisi yang terjadi apabila massa efektif pada suatu tingkat melebihi 150% dari massa efektif tingkat yang berdekatan. Perbedaan massa yang signifikan ini dapat memengaruhi distribusi gaya inersia akibat gempa sehingga respons struktur menjadi tidak merata. Namun, ketentuan ini tidak berlaku untuk lantai atap apabila massa atap lebih kecil dibandingkan massa lantai di bawahnya. Berikut adalah hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 2

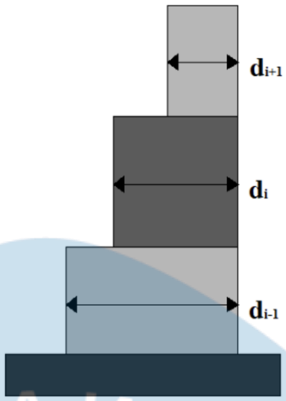


Gambar 2. 8 Ketidakberaturan tipe 2

Tabel 2. 11 Ketidakberaturan tipe 2

Ketidakberaturan Berat (Massa)		
Lantai	**Massa**	**Cek**
	KN	
ATAP	269974.41	OK
LANTAI 4	347498.77	OK
LANTAI 3	357580.74	OK
LANTAI 2	372378.71	OK
LANTAI 1	311665.78	V.2
BASE	13068	OK

- Ketidakberaturan tipe 3 (ketidakberaturan geometri vertikal) merupakan kondisi yang terjadi apabila dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada suatu tingkat melebihi 130% dari dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik pada tingkat yang berdekatan. Perubahan dimensi yang signifikan ini menunjukkan adanya ketidakteraturan bentuk bangunan pada arah vertikal, sehingga dapat memengaruhi distribusi gaya lateral dan respons struktur terhadap beban gempa.



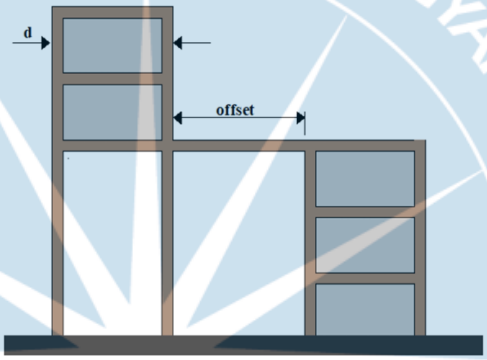
Gambar 2. 9 Ketidakberaturan tipe 3

Berikut adalah hasil analisis ketidakberaturan vertikal tipe 3

Tabel 2. 12 Ketidakberaturan tipe 3

Ketidakberaturan Geometri		
Lantai	**L**	**Cek**
	mm	
ATAP	400000	OK
LANTAI 4	40000	OK
LANTAI 3	40000	OK
LANTAI 2	40000	OK
LANTAI 1	40000	OK

- Ketidakberaturan tipe 4 (ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral) merupakan kondisi yang terjadi apabila terdapat pergeseran posisi elemen vertikal pemikul gaya lateral sehingga tidak berada pada satu bidang yang menerus. Ketidakberaturan ini juga dapat terjadi apabila terdapat pengurangan kekakuan elemen pemikul gaya lateral pada tingkat di bawahnya, sehingga jalur penyaluran gaya gempa menjadi tidak kontinu. Kondisi tersebut berpotensi menyebabkan konsentrasi gaya pada elemen struktur tertentu dan memengaruhi kinerja bangunan terhadap beban gempa.



Gambar 2. 10 Ketidakberaturan tipe 4

Ketidakberaturan vertikal tipe 4 tidak terjadi.

- Ketidakberaturan tipe 5a (ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas kekuatan lateral tingkat) merupakan kondisi yang terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat merupakan total kapasitas seluruh elemen pemikul gaya seismik pada suatu lantai yang bekerja bersama dalam menahan gaya geser pada arah yang ditinjau. Kondisi ini menunjukkan adanya penurunan kapasitas struktur pada lantai tertentu sehingga dapat meningkatkan risiko kerusakan saat bangunan menerima beban gempa.
- Ketidakberaturan tipe 5b (ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas kekuatan lateral tingkat) merupakan kondisi yang terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di

atasnya. Kekuatan lateral tingkat merupakan jumlah kapasitas seluruh elemen pemikul gaya seismik pada suatu lantai yang bekerja bersama dalam menahan gaya geser pada arah yang ditinjau. Penurunan kapasitas yang signifikan ini menunjukkan bahwa suatu lantai memiliki kemampuan yang jauh lebih rendah dalam menahan gaya gempa dibandingkan lantai di atasnya, sehingga berpotensi meningkatkan risiko kerusakan atau bahkan keruntuhan struktur saat terjadi gempa.

2.7 Pemodelan Struktur Gedung

Pemodelan struktur menggunakan bantuan software ETABS, dalam pemodelan struktur Proyek pembangunan Gedung perkantoran dan perkuliahan FEBI terdiri dari rangka beton, pelat beton yang dimodelkan secara bersamaan. Bangunan ini dimodelkan sebagai sistem rangka tiga dimensi. Dan struktur beton bertulang tiap lantai dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), berikut adalah data visual *modeling* menggunakan software:

Data-data:

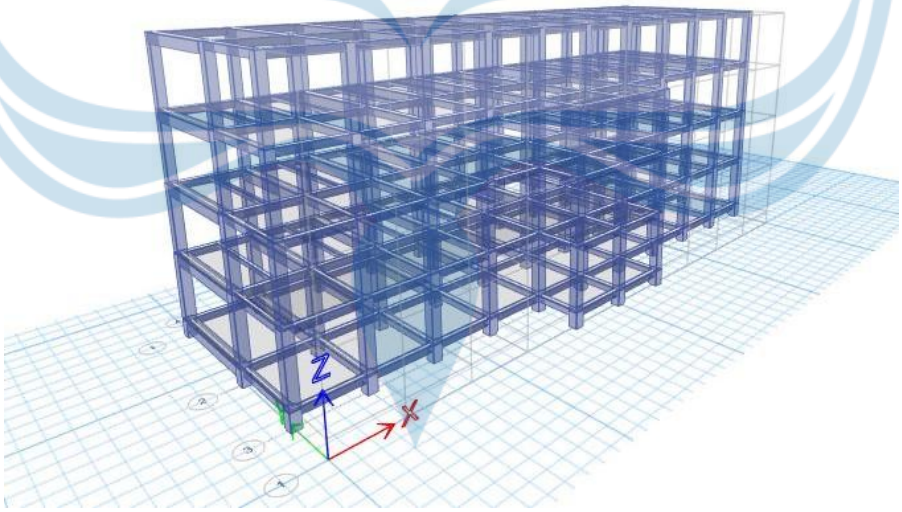
Mutu beton (f'c) = 25 Mpa

Fy tulangan = 420 Mpa: Fu = 525 Mpa

Fy sengkang = 280 Mpa: Fu = 350 Mpa

Berikut ini adalah gambar yang sudah dimodelkan di ETABS

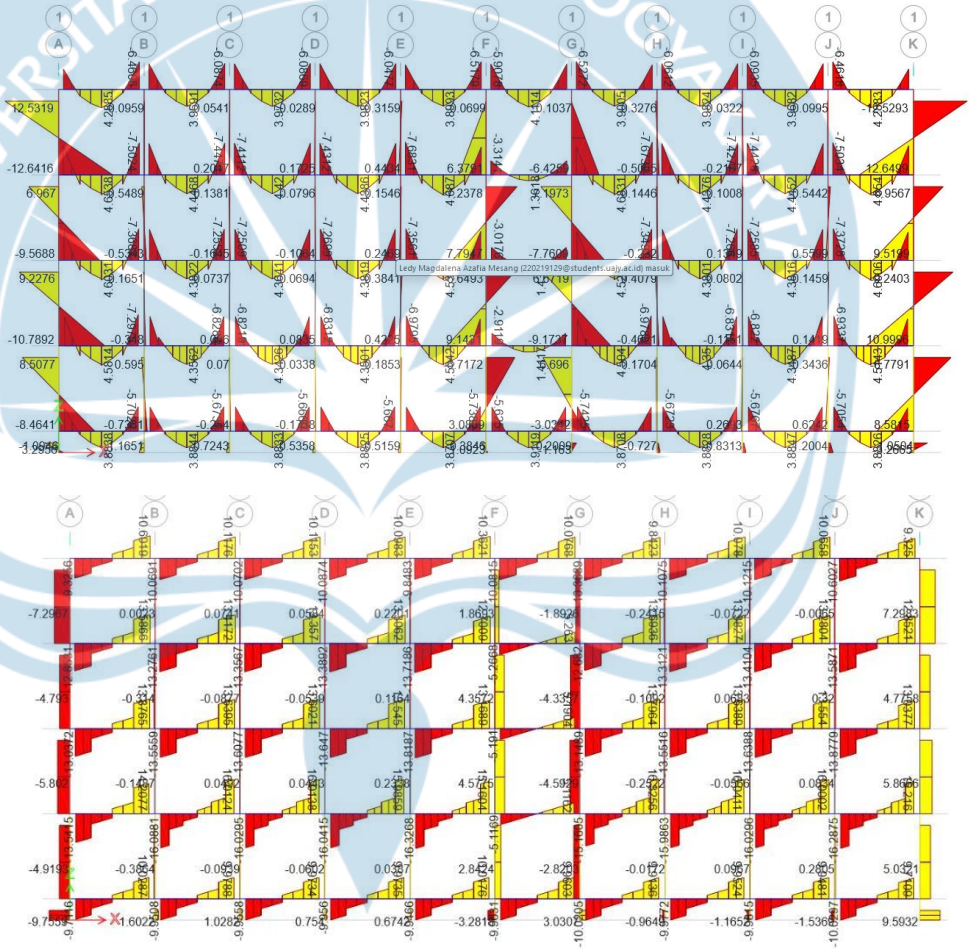
Gedung Perkuliahan dan Perkantoran FEBI



Gambar 2. 11 Pemodelan bangunan

2.8 Intrepretasi Output Pemodelan

Setelah pemodelan struktur selesai, struktur kemudian di analisis dan ditemukan bahwa perilaku struktur normal, dengan struktur yang normal maka kami melalukan analisis untuk mengeluarkan gaya-gaya dalam balok-kolom, pelat, dll. Dan juga berkaitan dengan reaksi BMD (Bending Moment Diagram) dan SFD (Shear Force Diagram). Reaksi BMD digunakan parameter Momen 3-3 yaitu momen lentur terhadap sumbu vertikal yang menghasilkan defleksi ke bawah. Dan parameter Shear 2-2 yaitu gaya geser sumbu vertikal.



Gambar 2. 12 Reaksi BMD dan SFD

Analisis gaya-gaya dalam pada sturktur dilakukan dengan mempertimbangkan elemen-elemen utama seperti balok anak, balok induk, dan kolom. Gaya-gaya yang dianalisis mencakup gaya aksial (P), gaya geser (V), dan momen lentur (M) yang timbul akibat beban kerja pada bangunan. Berikut adalah rekapitulasi data

Tabel 2. 13 Gay-Gaya Dalam Balok Induk (B) dan Balok Anak (BA)

Kondisi	B1	B2	BA
Mu Tumpuan – (kN)	317,412	87,024	10,071
Mu Tumpuan + (kN)	155.869	77.072	5,800
Mu Lapangan – (kNm)	80,412	86,638	3,243
Mu lapangan + (kNm)	122,1927	74,573	5,828
Vu	253,969	148,071	5,051
Tu	122,660	48,480	2,733

2.9 Perancangan Balok

Perancangan balok terdiri dari dua bagian utama yaitu perencanaan 2 tipe balok induk dan 1 tipe balok anak.

2.9.1 Perancangan Balok Anak

Diketahui data-data: Balok 200 x 200

F'c = 25 Mpa

Fy tul. Utama = 420 Mpa

Fy tul. Sengkang = 280 Mpa

Selimut Beton = 40 mm

D. tul. Utama = 13 mm

D. tul. Sengkang = 10 mm

Dimensi Balok = 200 x 200 mm

Tinggi bersih balok (d) = 200-40-10-(13/2) = 143,5 mm

Bentang balok = 7000 mm

Diketahui *output* dari ETABS sebesar:

Vu Tumpuan (-) = 5,6 kN

Vu Lapangan (+) = 6,6 kN

Vg (ETABS) = 4,244 kN

Mu Tumpuan (-) = 10,071kNm

Mu Tumpuan (+) = 5,8 kNm

Mu Lapangan (-) = 10,016 kNm

Mu Lapangan (+) = 5,828 kNm

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan**

α $= d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\text{Ø } 0{,}85\ f'cb}}$

$= 143{,}5 - \sqrt{(143{,}5)^2 - \frac{2(10{,}071\times10^6)}{(0{,}9)(0{,}85)(25)(200)}}$

= 19,700 mm

C $= \frac{\alpha}{\beta 1} = \frac{10{,}99}{0{,}85} = 23{,}176$

C max = 0,375 d = 53,82

Φ = 0,9

As $= \frac{Mu}{\alpha} = \frac{10.071\times10^6}{19{,}7} = 199{,}347\ mm$

$\emptyset fy\ (d-\frac{\alpha}{2})$ $0{,}9\times420\times(143{,}5-\frac{19{,}7}{2})$

Astul $= \frac{\pi}{4} d^2 = 132{,}73$

Pengecekan Asmin dan Asmaks

$As_{min} = \frac{1,4}{420} 200 \times 143,5 = 95,67\ mm$

Digunakan As=199,347 mm

n $= \frac{199,347}{132,73} = 1,502$

Jumlah tulangan ditentukan 3 buah

(**Digunakan 3D13**)

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan**

$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{Ø\ 0,85\ f'cb}}$

$= 143,5 - \sqrt{(143,5)^2 - \frac{2(5,8283 \times 10^6)}{(0,9)(0,85)(25)(200)}}$

$= 11,04$ mm

$C = \frac{\alpha}{\beta 1} = \frac{11,04}{0,85} = 12,98$

C max = 0,375 d = 53,82

$\Phi = 0,9$

$As = \frac{Mu}{a} = \frac{5,8283 \times 10^6}{11,04} = 111.74\ mm$

$\emptyset fy\ (d-\frac{}{2})$ $0{,}9\times420\times(143{,}5-\frac{}{2})$

Astul $=\frac{\pi}{4}d^2=132{,}73$

Pengecekan Asmin dan Asmaks

$As_{min}=\frac{1{,}4}{420}200\times143{,}5=95{,}67\ mm$

Digunakan As=111,74 mm

n $=\frac{111{,}04}{132{,}73}=1{,}4$

Jumlah tulangan ditentukan 3 buah

(Digunakan 3D13)

- **Perencanaan Tulangan Geser**

$\phi V_c = \phi 0{,}17\lambda\sqrt{f'c}bwd$

$= (0{,}75)0{,}17(1)\sqrt{25}(200)(143{,}5)$

$= 18296{,}2$ N = 18,29 kN

Vs $=\frac{Vu-\phi Vc}{\phi}=\frac{5{,}0519-18{,}29}{0{,}75}=-17{,}65\ kN$

Diasumsikan digunakan Sengkang 2 kaki dengan diameter 10 mm

Sehingga nilai Av adalah sebagai berikut

$A_v = n\frac{\pi}{4}d^2 = 1\frac{\pi}{4}10^2 = 78{,}5398\ mm^2$

S $=\frac{2Avfytd}{Vs}=\frac{2\times78{,}5398\times280\times143{,}5}{5052}=124\ mm$

Syarat s = 124 mm ≤ 143,5/2, maka ditetapkan Sengkang **2D10-130**

Berikut adalah rekapan balok anak yang digunakan

Tabel 2. 14 Rekap Tulangan BA 200 x 200

BA 200 x 200	
Tulangan Longitudinal	
Tumpuan	3D13
Lapangan	3D13
Tulangan Transversal/Sengkang	
Tumpuan	2D10-100
Lapangan	2D10-130

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

2.9.2 Perancangan Balok Induk

Diketahui data-data: Balok 550 x 600

F'c = 25 Mpa

Fy tul. Utama = 420 Mpa

Fy tul. Sengkang = 280 Mpa

Selimut Beton = 40 mm

D. tul. Utama = 19 mm

D. tul. Sengkang = 10 mm

Dimensi Balok = 550 x 600 mm

Tinggi bersih balok (d) = 600-40-10-(19/2) = 540,5 mm

Bentang balok = 7000 mm

Diketahui *output* dari ETABS sebesar:

Vu Tumpuan (-) = 253,9698 kN

Vu Lapangan (+) = 130,0368 kN

Vg (ETABS) =135,149 kN

Mu Tumpuan (-) = 317,412 kNm

Mu Tumpuan (+) = 155,8692 kNm

Mu Lapangan (-) = 109,867 kNm

Mu Lapangan (+) = 122,1927 kNm

Syarat dimensi penampang

- Ln ≥ 4d
  6450 ≥ 4 x 540,5

6450 ≥ 2162 (OK)

- Bw ≥ 0,3h

  550 ≥0,3 x 600

  550 ≥ 180 (OK)

Perhitungan Kebutuhan Tulangan

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (Atas)**

  Mu Tumpuan (-) = 317,412 kNm

  1. Menghitung momen nominal yang dibutuhkan

     Mn perlu = Mu/Ø = 317,412/0,9 = 352,68

  2. Menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

     $\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mn}{0{,}85\, f'cb}}$

     $= 540{,}5 - \sqrt{(540{,}5)^2 - \frac{2(352{,}68\times10^6)}{(0{,}85)(25)(550)}}$

     = 59,055 mm

     F'c=25 maka $\beta_1 = 0{,}85$

     $c = \frac{\alpha}{\beta 1}$

     $= \frac{59{,}055}{0{,}85} = 69.476\ mm$

  3. Cek regangan tulangan

     $\varepsilon_s = \frac{0{,}003(d-c)}{c} = \frac{0{,}003(540{,}5-69{,}476)}{69{,}476} = 0{,}0203 >$ $0{,}005\ (terkendali\ tarik)$

  5. Menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

     $\text{Asperlu} = \frac{0{,}85\, f'c\, a\, b}{fy} = \frac{0{,}85\times25\times69{,}476\times550}{420} = 1804{,}446\ mm$

  6. Menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As pakai)

     $n = \frac{As\ perlu}{As.tul}$

$As_{tul} = \frac{\pi}{4} d^2 = 283{,}53$

$n = \frac{1804{,}446}{283{,}53} = 6{,}36 \approx 8\ buah\ tulangan$

Digunakan Tulangan 8D19

$As_{pakai} = n \frac{\pi\ (Dtul)\text{^}2}{4} \geq As_{perlu}$

$= 8 \frac{\pi\ (19)\text{^}2}{4} \geq 1835{,}327\ mm$

$= 2267{,}08\ mm \geq 1835{,}327\ mm$ (OK)

Pengecekan Asmin dan Asmax

Syarat $As_{pakai} \geq As_{min}$

$As_{min1} = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy} bd = 884{,}747 mm$

$As_{min2} = \frac{1{,}4}{fy} bd = 990{,}916\ mm$

$2267{,}08\ mm \geq 990{,}916\ mm$ (OK)

Syarat $As_{pakai} \leq As_{max}$

$As_{max} = 0.025\ x\ b\ x\ d$

$= 0.025 \times 550 \times 540.5$

$= 7431.875\ mm$

$2267{,}08\ mm \leq 7431.875\ mm$ (OK)

Menghitung momen nominal (-) balok ditumpuan yang akan digunakan pada desain longitudinal kolom pada pengecekan *Strong Coloumn-Weak Beam*

$Mn = As \times Fy \times (d - \frac{a}{2})$

$= 2267{,}08 \times 420 \times (540.5 - \frac{59{,}055}{2})$

=486,534 kN-m

7. Cek spasi tulangan

$$S_1 = \frac{b-2(sel.beton)-2(dsengkang)-nD}{n-1}$$

$$= \frac{550-2(40)-2(10)-19}{8-1} = 61{,}57\ mm$$

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Tumpuan (bawah)**

Mu Tumpuan (+) = 155,8692 kNm

1. Menghitung momen nominal yang dibutuhkan

   Mn perlu = Mu/ Ø=155,8692/0,9=173,188

2. Menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mn}{0{,}85\, f'cb}}$$

$$= 540{,}5 - \sqrt{(540{,}5)^2 - \frac{2(173{,}188\times10^6)}{(0{,}85)(25)(550)}}$$

$$= 28{,}148 \text{ mm}$$

F'c=25 maka $\beta_1 = 0{,}85$

$$c = \frac{\alpha}{\beta 1}$$

$$= \frac{28{,}148}{0{,}85} = 33{,}116\ mm$$

3. Cek regangan tulangan

$$\varepsilon_s = \frac{0{,}003(d-c)}{c} = \frac{0{,}003(540{,}5-33{,}116)}{33.116} = 0{,}045 > 0{,}005\ (terkendali\ tarik)$$

4. Menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

$$Asperlu = \frac{0{,}85\, f'ca\, b}{fy} = \frac{0{,}85\times25\times33{,}116\times550}{420} = 921{,}531\ mm$$

5. Menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As.pakai)

$$n = \frac{As\ perlu}{As.tul}$$

As_{tul} $= \frac{\pi}{4} d^2 = 283{,}53$

n $= \frac{921{,}531}{283{,}53} = 3.250 \approx 4\ buah\ tulangan$

Digunakan Tulangan 4D19

As_{pakai} $= n \frac{\pi\ (Dtul)\text{^}2}{4} \geq As_{perlu}$

$= 4 \frac{\pi\ (19)\text{^}2}{4} \geq 921{,}531 mm$

$= 1133{,}54\ mm \geq 921{,}531\ mm$ (OK)

Pengecekan Asmin dan Asmax

Syarat $As_{pakai} \geq As_{min}$

$As_{min1} = \frac{0{,}25\ \sqrt{f'c}}{fy} bd = 884{,}747 mm$

$As_{min2} = \frac{1{,}4}{fy} bd = 990{,}916\ mm$

$1133{,}54\ mm \geq 990{,}916\ mm$ (OK)

Syarat $As_{pakai} \leq As_{max}$

As_{max} $= 0.025\ x\ b\ x\ d$

$= 0.025 \times 550 \times 540.5$

$= 7431.875\ mm$

$1133{,}54\ mm \leq 7431.875\ mm$ (OK)

Menghitung momen nominal (+) balok ditumpuan yang akan digunakan pada desain longitudinal kolom pada pengecekan *Strong Coloumn-Weak Beam*

Mn $= As \times Fy \times (d - \frac{a}{2})$

$= 1133{,}54 \times 420 \times (540{,}5 - \frac{28{,}148}{2})$

$= 250{,}624$

6. Cek spasi

$S_1 = \frac{b-2(sel.beton)-2(dsengkang)-nD}{n-1} = \frac{550-2(40)-2(10)-19}{4-1} = 143{,}67\ mm$

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (Bawah)**

  Mu Lapangan (+)= 122,192 kNm

  1. Menghitung momen nominal yang dibutuhkan

     Mn perlu = Mu/Ø = 122,192/0,9 =135,768

  2. Menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

     $\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mn}{0{,}85\ f'cb}}$

     $= 540{,}5 - \sqrt{(540{,}5)^2 - \frac{2(135.768\times10^6)}{(0{,}85)(25)(550)}}$

     = 21.936 mm

     F'c=25 maka $\beta_1 = 0{,}85$

     $c = \frac{\alpha}{\beta 1}$

     $= \frac{21.936}{0{,}85} = 25{,}807\ mm$

  3. Cek regangan tulangan

     $\varepsilon_s = \frac{0{,}003(d-c)}{c} = \frac{0{,}003(540{,}5-25{,}807)}{25{,}807} = 0{,}059 > 0{,}005\ (terkendali\ tarik)$

  4. Menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

     $Asperlu = \frac{0{,}85\ f'c\ a\ b}{fy} = \frac{0{,}85\times25\times25{,}807\times550}{420} = 718{,}144\ mm$

  5. Menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As pakai)

     $n = \frac{As\ perlu}{As.tul}$

     $As_{tul} = \frac{\pi}{4} d^2 = 283{,}53$

n $= \frac{675.760}{283,53} = 2.38 \approx 6\ buah\ tulangan$

Digunakan Tulangan 6D19

$As_{pakai} = 6\frac{\pi\ (Dtul)\text{^}2}{4} \geq \text{As}_{\text{perlu}}$

$= 6\frac{\pi\ (19)\text{^}2}{4} \geq 718,144\ mm$

$= 1700.31\ mm \geq 718,144\ mm$ (OK)

Pengecekan Asmin dan Asmax

Syarat $As_{pakai} \geq \text{As}_{\text{min}}$

$\text{As}_{\text{min1}} = \frac{0,25\ \sqrt{f'c}}{fy} bd = 884,747mm$

$\text{As}_{\text{min2}} = \frac{1,4}{fy} bd = 990,917\ mm$

$1700.31\ mm \geq 990,917\ mm$ (OK)

Syarat $As_{pakai} \leq \text{As}_{\text{max}}$

$\text{As}_{\text{max}} = 0.025\ x\ b\ x\ d$

$= 0.025 \text{ x } 550 \text{ x } 540.5$

$= 7431.88\ mm$

$1700.31\ mm \leq 7431.88\ mm$ (OK)

6. Cek spasi tulangan

$S_1 = \frac{b-2(sel.beton)-2(dsengkang)-nD}{n-1}$

$= \frac{550-2(40)-2(10)-19}{6-1} = 86,2\ mm$

- **Perencanaan Tulangan Longitudinal Lapangan (Bawah)**

  Mu Lapangan (-)= 109,866 kNm

  1. Menghitung momen nominal yang dibutuhkan

Mn perlu = Mu/Ø = 109,866/0,9 =122,073

2. Menghitung tinggi blok tekan beton dan letak garis netral (a dan c)

$$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mn}{0{,}85\, f'cb}}$$

$$= 540{,}5 - \sqrt{(540{,}5)^2 - \frac{2(122{,}073\times10^6)}{(0{,}85)(25)(550)}}$$

$$= 19{,}682 \text{ mm}$$

F'c=25 maka $\beta_1 = 0{,}85$

$$c = \frac{a}{\beta 1}$$

$$= \frac{19.682}{0{,}85} = 23{,}156\ mm$$

3. Cek regangan tulangan

$$\varepsilon_s = \frac{0{,}003(d-c)}{c} = \frac{0{,}003(540{,}5-23{,}156)}{23{,}156} = 0{,}067 > 0{,}005\ (terkendali\ tarik)$$

4. Menghitung kebutuhan tulangan (As.perlu)

$$\text{Asperlu} = \frac{0{,}85\, f'c\, a\, b}{fy} = \frac{0{,}85\times25\times23{,}156\times550}{420} = 664{,}371\ mm$$

5. Menghitung dan kontrol tulangan terpasang (As pakai)

$$n = \frac{As\ perlu}{As.tul}$$

$$As_{tul} = \frac{\pi}{4} d^2 = 283{,}53$$

$$n = \frac{664{,}371}{283{,}53} = 2.27 \approx 6\ buah\ tulangan$$

Digunakan Tulangan 6D19

$$As_{pakai} = 6\frac{\pi\ (Dtul)\text{^}2}{4} \geq As_{perlu}$$

$$= 6\frac{\pi\ (19)\text{^}2}{4} \geq 664{,}371\ mm$$

$=1700.31\ mm \geq 664{,}371\ mm$ (OK)

Pengecekan Asmin dan Asmax

Syarat $As_{pakai} \geq As_{min}$

$As_{min1} = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy} bd = 884{,}747 mm$

$As_{min2} = \frac{1{,}4}{fy} bd = 990{,}917\ mm$

$1700.31\ mm \geq 899{,}25\ mm$ (OK)

Syarat $As_{pakai} \leq As_{max}$

$As_{max} = 0.025\ x\ b\ x\ d$

$= 0.025 \text{ x } 550 \text{ x } 540.5$

$= 7431.88\ mm$

$1700.31\ mm \leq 7431.3\ mm$ (OK)

6. Cek spasi tulangan

$S_1 = \frac{b-2(sel.beton)-2(dsengkang)-nD}{n-1}$

$= \frac{550-2(40)-2(10)-19}{6-1} = 86{,}2\ mm$

- **Perencanaan Tulangan Geser**

  Gaya Desain

  1. Menghitung Momen Probabilitas
     a. Momen ujung tumpuan kiri (-) (Mpr1)

     $Apr = \frac{As\ x\ 1.25\ x\ fy}{0.85\ x\ f'c\ x\ b}$

     $= \frac{2267{,}08x\ 1.25\ x\ 420}{0.85\ x\ 25\ x\ 550}$

     $=101{,}836$ mm

     $Mpr1 = As\ x\ 1{,}25\ x\ fy\ x(d - \frac{apr}{2})$

$$=2267{,}08\ x\ 1{,}25\ x\ 420\ x(\ 540{,}5-\frac{101{,}836}{2})$$

$$=582973177\ \text{Nmm}$$

$$=582{,}973\ \text{kNm}$$

b. Momen ujung tumpuan kanan (+) (Mpr2)

$$\text{Apr}=\frac{As\ x\ 1.25\ x\ fy}{0.85\ x\ f'c\ x\ b}$$

$$=\frac{1133{,}54\ x\ 1.25\ x\ 420}{0.85\ x\ 25\ x\ 550}$$

$$=50{,}918\ \text{mm}$$

$$\text{Mpr2}=As\ x\ 1{,}25\ x\ fy\ x(d-\frac{apr}{2})$$

$$=1133{,}54\ x\ 1{,}25\ x\ 420\ x\ (540{,}5-\frac{50{,}918}{2})$$

$$=306652941\ \text{Nmm}$$

$$=306{,}653\ \text{kNm}$$

c. Gaya geser akibat gravitasi (Tahanan geser beton)

Vg (etabs)= 135,1488

$$\text{Vpr}=\frac{Mpr1+Mpr2}{ln}=\frac{582{,}973+306{,}653}{6450}=137{,}927\ \text{kN-m}$$

$$\text{Ve}=\frac{Mpr1+Mpr2}{ln}+Vg=137{,}927+135{,}1488=273{,}075\ \text{kN-m}$$

d. Tulangan geser di daerah sendi plastis

$$0{,}5\text{Ve}=0{,}5(273{,}075)$$

$$=136{,}538$$

$$\frac{Ag*f'c}{20}=\frac{550\ x\ 600\ x\ 25}{20}=412500=412{,}500\ \text{kN-m}$$

Untuk Vc diperhitungkan apabila Vpr ≥ 0,5Ve dan Pu=0 $<\frac{Ag*f'c}{20}$

Maka Vc= Vc =$0{,}17\lambda\sqrt{f'c}bwd$ dan daerah diluar sendi plastis , beton dianggap berkontribusi menahan geser (Vc)

$$\text{Vc}=0{,}17\lambda\sqrt{f'c}bwd$$

$$=0{,}17\ \text{x}\ 1\sqrt{25}\ \text{x}\ 550\ \text{x}\ 540{,}5$$

$$=252683{,}75\ \text{N-mm}$$

=252,683 kN-m

e. Kebutuhan tulangan geser di Tumpuan

digunakan tulangan geser 2D10-100

Av = 314,159 mm2

ϕV_c = 252,683 x 0,75

= 189,52

$$Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{253,97 - 189,52}{0,75}$$

$$= 98,95$$

$$S = \frac{Av \; x \; fy \; xd}{vs} = \frac{314,159 \; x \; 280 \; x \; 540,5}{97,88}$$

= 96,13 mm

Maka digunakan tulangan geser lapangan 2D-100

f. Kebutuhan tulangan geser di Lapangan

digunakan tulangan geser 2D10-150

Av = 314,159 mm2

$$S = \frac{Av \; x \; fy \; xd}{vs} = \frac{314,159 \; x \; 280 \; x \; 540,5}{85,95}$$

= 147,88 mm

Maka digunakan tulangan geser tumpuan 2D10-150

Tabel 2. 15 Rekapan Penulangan Balok Induk

BI 550 x 600	
Tulangan Longitudinal	
Tumpuan Atas	8D19
Tumpuan Bawah	4D19
Lapangan Atas	6D19
Lapangan Bawah	6D19
Tulangan Transversal/sengkang	
Tumpuan	2D10-100
Lapangan	2D10-150

Diketahui data-data: Balok 350 x 400

F'c = 25 Mpa

Fy tul. Utama = 420 Mpa

Fy tul. Sengkang = 280 Mpa

Selimut Beton = 40 mm

D. tul. Utama = 19 mm

D. tul. Sengkang = 10 mm

Dimensi Balok = 350 x 400 mm

Tinggi bersih balok (d) = 400-40-10-(19/2) = 340,5 mm

Bentang balok = 4000 mm

Diketahui *output* dari ETABS sebesar:

Vu Tumpuan (-) = 148,071 kN

Vu Lapangan (+) = 100,776 kN

Vg (ETABS) = 90,516 kN

Mu Tumpuan (-) = 87,024 kNm

Mu Tumpuan (+) = 77,072 kNm

Mu Lapangan (-) = 86,638 kNm

Mu Lapangan (+) = 74,573 kNm

Syarat dimensi penampang

- Ln ≥ 4d
  3450 ≥ 4 x 340,5
  3450 ≥ 1362 (OK)
- Bw ≥ 0,3h
  355 ≥0,3 x 400
  355 ≥ 120 (OK)

Dengan metode perhitungan yang sama dengan Balok 550x600 dan memenuhi syarat untuk desain balok SRPMK maka diperoleh tulangan untuk Balok 35 x400, seperti pada tabel rekapitulasi berikut :

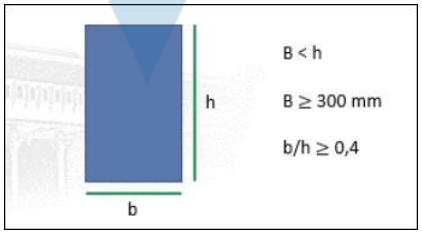
Tabel 2. 16 Rekapan Penulangan Balok Induk

BI 350 x 400	
Tulangan Longitudinal	
Tumpuan Atas	5D19
Tumpuan Bawah	3D19
Lapangan Atas	3D19
Lapangan Bawah	4D19
Tulangan Transversal/sengkang	
Tumpuan	2D10-70
Lapangan	2D10-100

2.9 Perancangan Kolom

Dalam proses perancangan kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), terdapat beberapa ketentuan yang harus dipenuhi agar struktur memiliki kinerja yang baik terhadap beban gempa. Salah satu persyaratan adalah dimensi penampang terkecil kolom, yang diukur melalui garis lurus yang melewati pusat geometri penampang, tidak boleh kurang dari 300 mm. Selain itu, rasio antara dimensi penampang terkecil dengan dimensi penampang yang tegak lurus terhadapnya tidak boleh kurang dari 0,4. Ketentuan ini bertujuan untuk memastikan kolom memiliki kekakuan, kekuatan, dan daktilitas yang memadai dalam menahan beban gravitasi maupun beban gempa sesuai persyaratan SNI 2847:2019.

Dapat dilihat pada Gambar



Gambar 2. 13 Rasio perbandingan

Dalam perencanaan kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), harus dipenuhi konsep Strong Column – Weak Beam, yaitu jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang bertemu pada suatu joint (ΣMnc) harus lebih besar atau sama dengan 1,2 kali jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka pada joint tersebut (ΣMnb). Persyaratan ini dinyatakan dengan persamaan:

$(Mnc_a + Mnc_\beta) \geq 1{,}2\ (Mnb_{ki} + Mnb_{ka})$

di mana Mnc merupakan momen nominal kolom, sedangkan Mnb merupakan momen nominal balok yang bertemu pada joint. Untuk memastikan persyaratan tersebut terpenuhi, terlebih dahulu dilakukan perhitungan momen nominal masing-masing kolom dan balok, kemudian hasilnya dibandingkan sesuai dengan ketentuan Strong Column – Weak Beam.

Diketahui data-data kolom 1 sebagai berikut:

Data Kolom

F'c = 25 Mpa

Fy tul. Longitudinal = 420 Mpa

Selimut beton = 40 mm

D.tul Utama = 22 mm

Jumlah tulangan = 24 buah

Dimensi Kolom = 550 mm x 550 mm

Tinggi kolom = 4000 mm

Data Sengkang

Fy Sengkang = 280 Mpa

D.tul Sengkang = 13 mm

D = $550\text{-}40\text{-}(\frac{13}{2})$

=503,5 mm

Data Balok B

Mnb (-) tumpuan =486,534 kNm

Mnb (+) tumpuan =250,624 kNm

Mpr kiri =582,973 kNm

Mpr kanan =306,653 kNm

Data SP Column & Etabs

Tabel 2. 17 Data SP Column dan Etabs

No	Pu	Mux	Muy	ϕMnx /Mu	NA Depth	dt Depth	ϕ	ϕMnx
1	-152,71	216,02	57	626,12	165,23	593	0,9	695,688
2	1408,19	-349,46	-89,71	-595,95	-152,98	607	0,698	853,796

Ambil momen nominal minimum dari kondisi Pmax dan Pmin

Mnca =695,688 kNm

Mncb =853,796 kNm

Pu =1408,19 kN

Vu tumpuan =201,532 kN

Cek syarat dimensi penampang

a. B ≥ 300 mm (Aman)
b. b/h ≥ 0,4 (Aman)

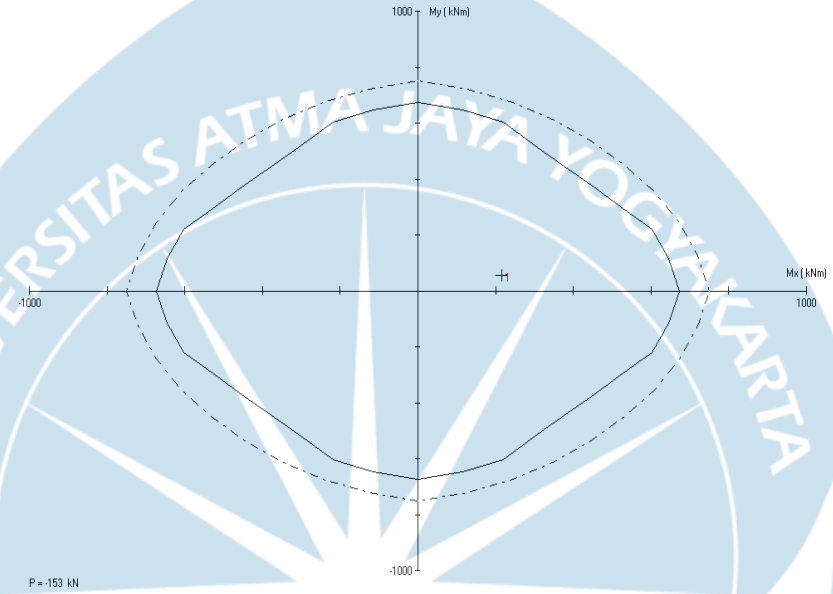
Cek Strong Column-Weak Beam (SCWB)

$$\Sigma Mnc \geq 1{,}2\Sigma Mnb$$

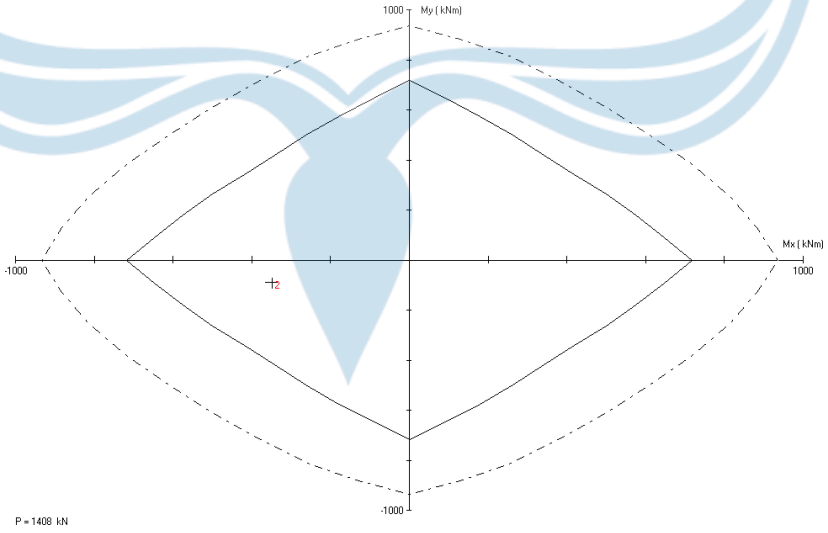
(695,688+853,796) ≥ 1,2(486,534 +250,624)

1549,484 kNm ≥794,346 kNm (OK)

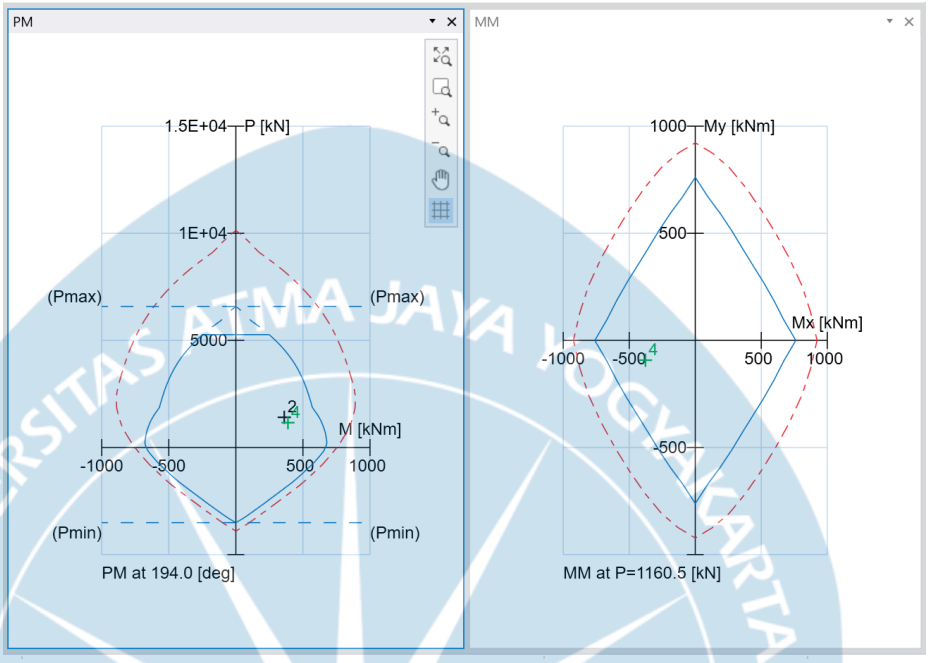
Dikarenakan nilai $\Sigma Mnc \geq 1{,}2\Sigma Mnb$, maka kolom telah memenuhi syarat



Gambar 2. 14 Diagram interaksi kolom 550x550 akibat Pu max SCWB



Gambar 2. 15 Diagram interaksi kolom 550x550 akibat Pu min



Gambar 2. 16 Diagram interaksi P-M

Perancangan Tulangan Transversal

1. Menghitung kuat geser perlu

   $Ve=\frac{Mprki+Mprka}{ln}=\frac{582,973+306,653}{4-0,60}=261,649$ kNm

   Nilai Ve=261,649 kN>Vu yang didapatkan dari analisis struktur= 201.5322 kN

   Maka digunakan nilai Vu=Ve=261,649 kNm untuk perhitungan selanjutnya.

   Kontribusi kuat geser beton Vc tidak diperhitungkan karena pada kondisi gempa beton mengalami retak dan penurunan kekuatan sehingga tidak dapat diandalkan dalam menahan gaya geser. Oleh karena itu, seluruh gaya geser diasumsikan dipikul oleh tulangan transversal (V_s) sesuai ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.

   $Vs=\frac{Vu}{\emptyset}-0=\frac{261,649\ x1000}{0,75}=348865,33$ N

   $\frac{Av}{s}=\frac{Vs}{fy\ d}=\frac{348865,33}{280x503,5}=2,474$ mm^2 /mm

2. Cek syarat gaya aksial

   $Pu < 0,3\ Ag\ fc'$

   1.408.1931< 2.268.750 (OK)

3. Parameter perhitungan

   Bc = lebar kolom – selimut beton = 550 – 2 x 40 = 470 mm

   Ag = 550 x 550 = 302500 mm

   Ach = (b-2sel) x (h-2sel)

   Ach = (550 – 2 x 40) x (550 – 2 x 40) = 220900 mm^2

   $\frac{Ash}{Sbc}=0,3\left(\frac{Ag}{Ach}-1\right)\frac{f'c}{fyt}=0,3\left(\frac{302500}{220900}-1\right)\frac{25}{280}=0,0099$

   $\frac{Ash}{s}=0,0099\ \times 470=4,653$ mm^2/mm

   $\frac{Ash}{Sbc}=0,09\frac{f'c}{fyt}=0,09\frac{25}{280}=0,008036$

$\frac{Ash}{s} = 0{,}008036\ x\ 470 = 3{,}7769$ mm^2/mm

Digunakan Ash/s= 4,653 mm^2/mm

4. Parameter perhitungan

Bc = lebar kolom – selimut beton = 550 – 2 x 40 = 470 mm

Ag = 550 x 550 = 302500 mm

Ach = (b-2sel) x (h-2sel)

Ach = (550 – 2 x 40) x (550 – 2 x 40) = 220900 mm^2

$\frac{Ash}{Sbc} = 0{,}3\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)\frac{f'c}{fyt} = 0{,}3\left(\frac{302500}{220900} - 1\right)\frac{25}{280} = 0{,}0099$

$\frac{Ash}{s} = 0{,}0099 \times 470 = 4{,}653$ mm^2/mm

$\frac{Ash}{Sbc} = 0{,}09\frac{f'c}{fyt} = 0{,}09\frac{25}{280} = 0{,}008036$

$\frac{Ash}{s} = 0{,}008036\ x\ 470 = 3{,}7769$ mm^2/mm

Digunakan Ash/s= 4,653 mm^2/mm

5. Menghitung tulangan transversal sepanjang Lo

Diasumsikan spasi =100 mm

Ash = 4,653 x 100 = 465,3 mm^2

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

Av= $\frac{1}{4}\pi \times 13^2 = 132{,}665\ mm$

Jumlah kaki tulangan transversal = $\frac{Ash}{} = \frac{465{,}3}{} = 3{,}507 \approx 4$ buah

Av 132,665

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

a. ¼ dimensi kolom terkecil = 550/4 = 137,5 mm
b. 6 kali diameter longitudinal = 6 x 22 = 132 mm
c. Hx = ((550 – (2 x 40) – (2 x 13) – 22)/3) = 140,66 mm
d. S0 = $100 + \frac{350-140,66}{3} = 169,78$ mm

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

6. Menghitung tulangan transversal di luar daeral lo:

Ve = 261,649 kN

Vc = $0,17 \times \sqrt{25} \times 550 \times 487/1000$ = 227,67 kN

Vc < Ve, dibutuhkan tulangan geser

Maka digunakan jumlah kaki tulangan 4 buah dengan jarak tulangan transversal di digunakan 150 mm, **4D13-150**

Diketahui data-data kolom 2 sebagai berikut:

Data Kolom 500x500

F'c = 25 Mpa

Fy tul. Longitudinal = 420 Mpa

Selimut beton = 40 mm

D.tul Utama = 22 mm

Jumlah tulangan = 20 buah

Dimensi Kolom = 500 mm x 500 mm

Tinggi kolom = 4000 mm

Data Sengkang

Fy Sengkang = 280 Mpa

D.tul Sengkang = 13 mm

D = 500-40-($\frac{13}{2}$)

=453,5 mm

Data Balok B1

Mnb (-) tumpuan =486,534 kNm

Mnb (+) tumpuan =250,624 kNm

Mpr kiri =582,973 kNm

Mpr kanan =306,653 kNm

Data SP Column & Etabs

No	Pu	Mux	Muy	ϕMnx /Mu	NA Depth	dt Depth	ϕ	Mnx/ϕ
1	-158,59	24,58	6,56	457,49	195	534	0,9	508,322
2	809,86	-289,89	-63,01	-468,87	255	530	0,75	625,160

Ambil momen nominal minimum dari kondisi Pmax dan Pmin

Mnca =508,322 kNm

Mncb =625,16 kNm

Pu =809,86 kN

Vu tumpuan = 130,613 kN

Cek syarat dimensi penampang

c. B ≥ 300 mm (Aman)

d. b/h ≥ 0,4 (Aman)

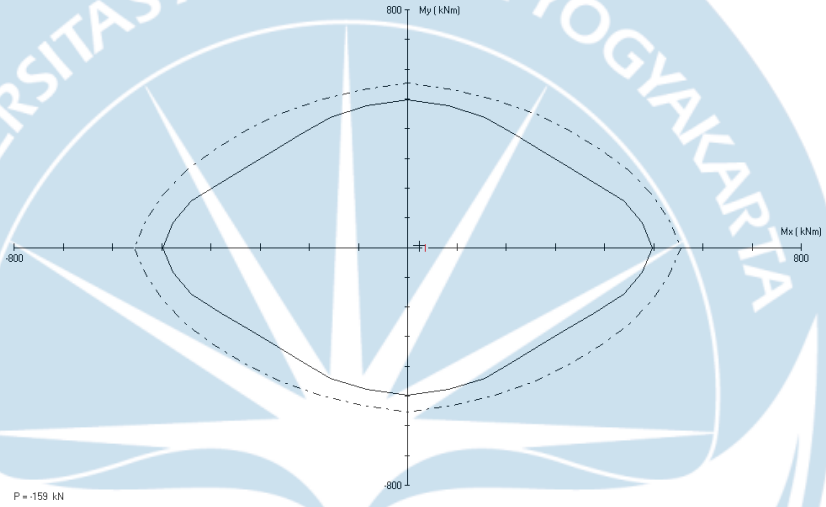
Cek Strong Column-Weak Beam (SCWB)

$$\Sigma Mnc \geq 1{,}2\Sigma Mnb$$

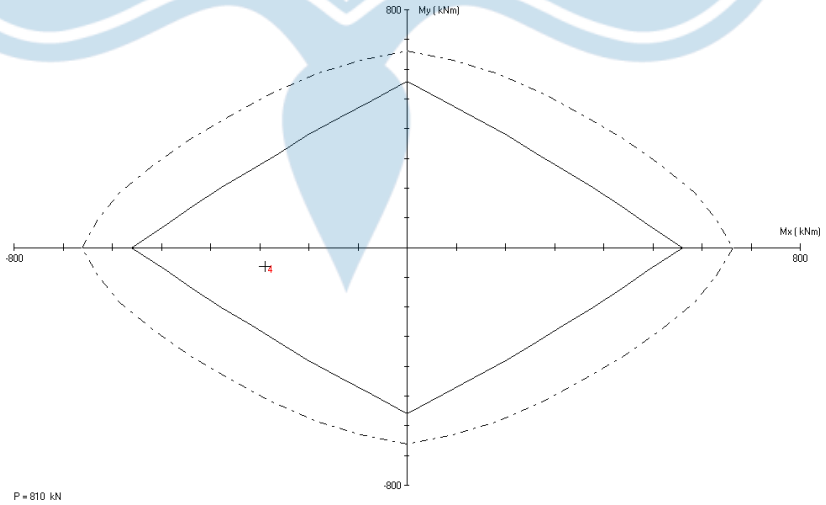
$$(508{,}322 + 625{,}16) \geq 1{,}2(486{,}534 + 250{,}624)$$

1133,482 kNm ≥884,589 kNm (OK)

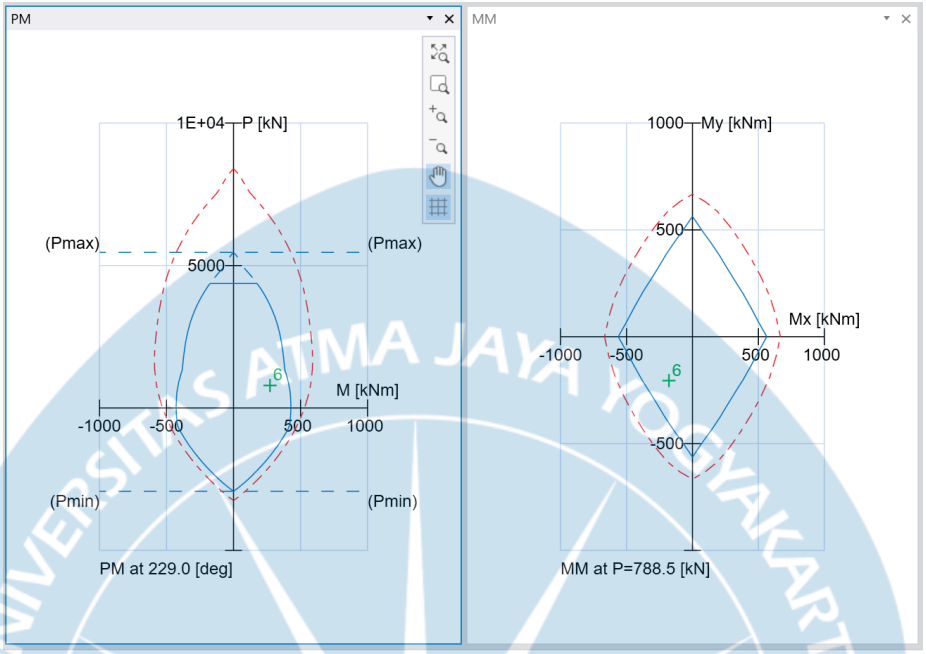
Dikarenakan nilai $\Sigma Mnc \geq 1{,}2\Sigma Mnb$, maka kolom telah memenuhi syarat SCWB



Gambar 2. 16 Diagram interaksi kolom 500x500 akibat Pu max



Gambar 2. 17 Diagram interaksi kolom 500x500 akibat Pu min



Gambar 2. 17 Diagram interaksi P-M

UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA

Perancangan Tulangan Transversal

6. Menghitung kuat geser perlu

   $Ve=\frac{Mprki+Mprka}{ln}=\frac{582,973+306,653}{4-0,60}=261,649$ kNm

   Nilai Ve=261,649 >Vu yang didapatkan dari analisis struktur= 130,613 kN

   Maka digunakan nilai Ve=261,649 kN untuk perhitungan selanjutnya.

   Kontribusi kuat geser beton Vc tidak diperhitungkan karena pada kondisi gempa beton mengalami retak dan penurunan kekuatan sehingga tidak dapat diandalkan dalam menahan gaya geser. Oleh karena itu, seluruh gaya geser diasumsikan dipikul oleh tulangan transversal (V_s) sesuai ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.

   $Vs=\frac{Vu}{\emptyset}-0=\frac{261,649 \times 1000}{0,75}=348865,33$ N

   $\frac{Av}{s}=\frac{Vs}{fy\,d}=\frac{348865,33}{280x453,5}=2,747$ mm^2/mm

7. Cek syarat gaya aksial

   $Pu < 0,3\ Ag\ fc'$

   809.860 < 1.875.000 (OK)

8. Parameter perhitungan

   Bc = lebar kolom – selimut beton = 500 – 2 x 40 = 420 mm

   Ag = 500 x 500 = 250000 mm^2

   Ach = (b-2sel) x (h-2sel)

   Ach = (500 – 2 x 40) x (500 – 2 x 40) = 176400 mm^2

   $\frac{Ash}{Sbc}=0,3\left(\frac{Ag}{Ach}-1\right)\frac{f'c}{fyt}=0,3\left(\frac{250000}{176400}-1\right)\frac{25}{280}=0,0111$

   $\frac{Ash}{s}=0,0111 \times 420=4,662$ mm^2/mm

$\frac{Ash}{Sbc} = 0{,}09 \frac{f'c}{fyt} = 0{,}09 \frac{25}{280} = 0{,}008036$

$\frac{Ash}{s} = 0{,}008036\ x\ 420 = 3{,}3751\ mm^2/mm$

Digunakan Ash/s= 3,3751 mm^2/mm

Menghitung tulangan transversal

Misal diambil s=100 mm

Ash = 4,8461 x 100 = 484,61 mm^2

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

Av $= \frac{1}{4}\pi \times 13^2 = 132{,}665\ mm$

Jumlah kaki tulangan transversal = 484,61/132,665 = 3,65

Digunakan n = 4 buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

a. ¼ dimensi kolom terkecil = 450/4 = 150 mm
b. 6 kali diameter longitudinal = 6 x 22 = 132 mm
c. Hx = (450 – (2 x 40) – (2 x 13) – 22)/3) = 107,33 mm
d. S0 = $100 + \frac{350-107{,}33}{3} = 180{,}89$ mm

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

9. Menghitung tulangan transversal di luar daeral lo:

Ve = 261,649kN

Vc $= 0{,}17 \times \sqrt{25} \times 500 \times 487/1000$ = 206,975 kN

Vc < Ve, dibutuhkan tulangan geser

Maka digunakan jumlah kaki tulangan 4 buah dengan jarak tulangan transversal di digunakan 150 mm, **4D13-150**

Diketahui data-data kolom 3 sebagai berikut:

Data Kolom 450x450

F'c = 25 Mpa

Fy tul. Longitudinal = 420 Mpa

Selimut beton = 40 mm

D.tul Utama = 22 mm

Jumlah tulangan = 16 buah

Dimensi Kolom = 450 mm x 450 mm

Tinggi kolom = 4000 mm

Data Sengkang

Fy Sengkang = 280 Mpa

D.tul Sengkang = 13 mm

D = $450-40-(\frac{13}{2})$

=403,5 mm

Data Balok

Mnb (-) tumpuan =188,741 kN-m Mnb

(+) tumpuan =114,133 kN-m Mpr kiri

= 140,606 kN-m

Mpr kanan = 236,657 kN-m

Data SP Column & Etabs

Tabel 2. 18 Data SP Coloumn dan Etabs

No	Pu	Mux	Muy	ϕMnx	NA Depth	dt Depth	ϕ	Mnx/ϕ
1	-18,54	59.21	69,79	190,82	238	545	0,80	237,5
2	464.73	-197.47	-39,93	-334,58	211	464	0,78	428,948

Ambil momen nominal minimum dari kondisi Pmax dan Pmin

Mnca =237,5 kNm

Mncb =428,94 kNm

Pu =809,86 kN

Vu tumpuan = 130,613 kN

Cek syarat dimensi penampang

e. B ≥ 300 mm (Aman)
f. b/h ≥ 0,4 (Aman)

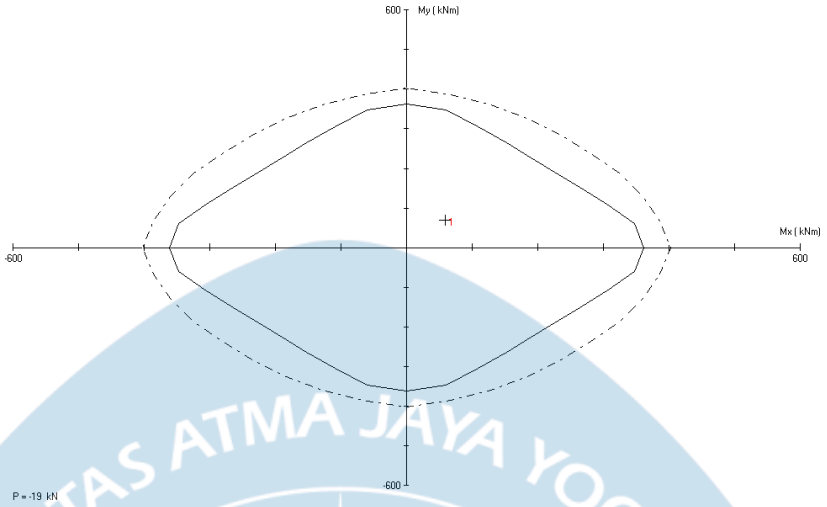
Cek Strong Column-Weak Beam (SCWB)

$\Sigma Mnc \geq 1{,}2\Sigma Mnb$

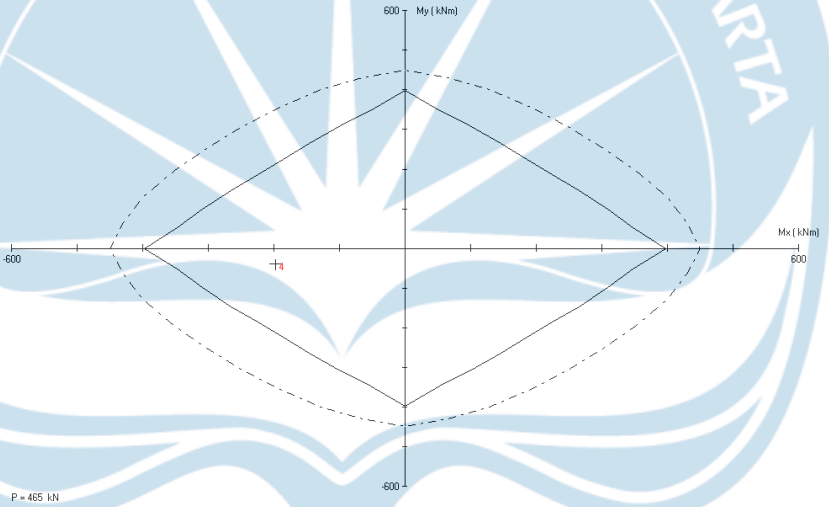
(237,5 +428,94) ≥ 1,2(188,741 +114,133)

666,44 kNm ≥363,448 kNm (OK)

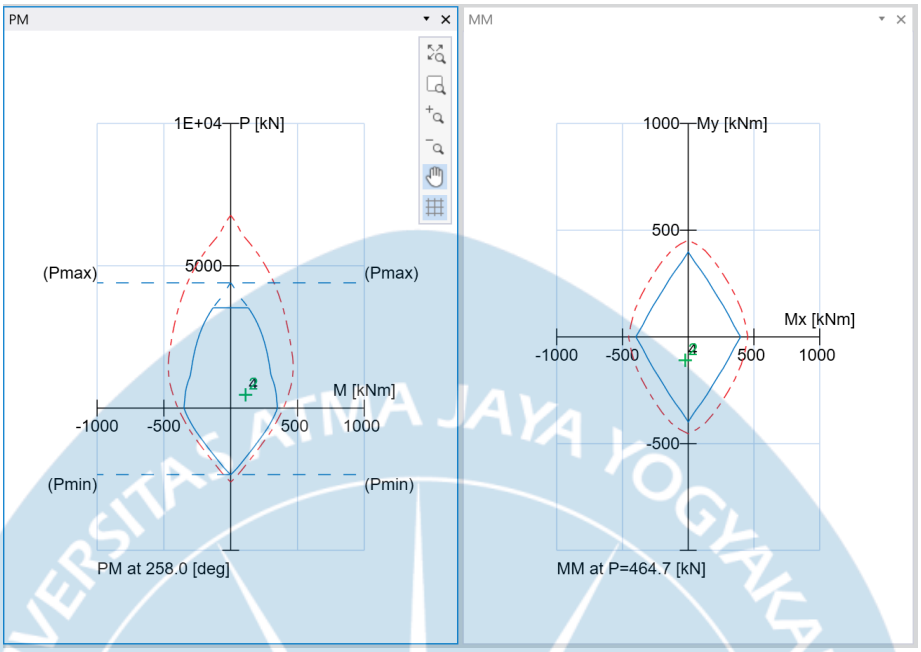
Dikarenakan nilai $\Sigma Mnc \geq 1{,}2\Sigma Mnb$, maka kolom telah memenuhi syarat SCWB



Gambar 2. 18 Diagram interaksi kolom 450x 450 akibat Pu max



Gambar 2. 19 Diagram interaksi kolom 450x450 akibat Pu min



Gambar 2. 20 Diagram interaksi P-M

Perancangan Tulangan Transversal

10. Menghitung kuat geser perlu

$$Ve=\frac{Mprki+Mprka}{ln}=\frac{140,606+236,657}{4-0,40}=104,795\ kN$$

Nilai Ve=104,795 kN <Vu yang didapatkan dari analisis struktur= 130,613 kN

Maka digunakan nilai Vu=Ve=130,613 kN untuk perhitungan selanjutnya.

Kontribusi kuat geser beton Vc tidak diperhitungkan karena pada kondisi gempa beton mengalami retak dan penurunan kekuatan sehingga tidak dapat diandalkan dalam menahan gaya geser. Oleh karena itu, seluruh gaya geser diasumsikan dipikul oleh tulangan transversal (V_s) sesuai ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 18.7.6.

$$Vs=\frac{Vu}{\emptyset}-0=\frac{130,613\ x1000}{0,75}=174150,67\ N$$

$$\frac{Av}{s}=\frac{Vs}{fy\ d}=\frac{174150,67}{280x453,5}=1,37\ mm^2/mm$$

11. Cek syarat gaya aksial

$Pu < 0{,}3\ Ag\ fc'$

463.730 < 1.875.000 (OK)

12. Parameter perhitungan

Bc = lebar kolom – selimut beton = 450 – 2 x 40 = 370 mm

Ag = 450 x 450 = 202500 mm^2

Ach = (b-2sel) x (h-2sel)

Ach = (450 – 2 x 40) x (450 – 2 x 40) = 136000 mm^2

$$\frac{Ash}{Sbc} = 0{,}3\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)\frac{f'c}{fyt} = 0{,}3\left(\frac{202500}{136000} - 1\right)\frac{25}{280} = 0{,}0131$$

$$\frac{Ash}{s} = 0{,}0131 \times 370 = 4{,}8461 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{Ash}{Sbc} = 0{,}09\frac{f'c}{fyt} = 0{,}09\frac{25}{280} = 0{,}008036$$

$\frac{Ash}{s} = 0{,}008036\ x\ 370 = 2{,}9733$ mm^2/mm

Digunakan Ash/s= 4,8461 mm^2/mm

Menghitung tulangan transversal

Misal diambil s=100 mm

Ash = 4,8461 x 100 = 484,61 mm^2

Digunakan diameter 13 mm, dengan luas 1 kaki

Av $= \frac{1}{4}\pi \times 13^2 = 132{,}665\ mm$

Jumlah kaki tulangan transversal = 484,61/132,665 = 4,28

Digunakan n = 4 buah

Maka tulangan transversal adalah **4D13-100**

S maks:

a. ¼ dimensi kolom terkecil = 450/4 = 150 mm
b. 6 kali diameter longitudinal = 6 x 22 = 132 mm
c. Hx = (450 – (2 x 40) – (2 x 13) – 22)/3) = 107,33 mm
d. S0 = $100 + \frac{350-107{,}33}{3} = 178{,}37$ mm

Jarak tulangan transversal 100 mm telah memenuhi syarat.

Menghitung tulangan transversal di luar daeral lo:

Vu = 130,613 kN

Vc = $0{,}17 \times \sqrt{25} \times 450 \times 387$ = 104,85 kN

Vc < Vu, jarak tulangan transversal diambil **4D13-100**

2.10 Perancangan Pelat Lantai

Berdasarkan jenisnya, pelat bisa dirancang dengan 2 cara yaitu perancangan pelat lantai 1 arah dan perancangan pelat lantai 2 arah. Jenis pelat ini berdasarkan pada rasio panjang sumbu x dan sumbu y (Ly/Lx). Untuk Ly/Lx ≥ 2 digunakan jenis pelat 1 arah dengan beban akan disalurkan ke arah bentang pendek. Untuk Ly/Lx, ≤ 2 digunakan jenis pelat 2 arah dengan beban disalurkan ke semua arah.

Perancangan Pelat Lantai 2 Arah

Perancangan pelat lantai 2 arah menggunakan metode desain langsung *(Direct Design Method)* dengan menghitung momen dengan bantuan tabel PBI 1971 dengan pelat terjepit penuh.

Data yang diketahui pelat tipe A:

F'c = 25 Mpa

Fy = 420 Mpa

Lx = 4000 mm

Ly = 7000 mm

Ts = 20 mm

Diameter tulangan = 13 mm

Tebar pelat = 120 mm

Pelat yang ditinjau = 1000 mm

ds = $tebal\ pelat - ts - \frac{d.tul}{2} = 120 - 20 - \frac{13}{2} = 93{,}5\ mm$

Pembebanan pada pelat:

Beban mati :

- Beban Sendiri = 0,12m x 24kN/m^3 = 2,88 kN/m^2

- Beban Ubin+Spesi = 0,05m x 22kN/m^3 = 1,1 kN/m^2

  DL = 3,98 kN/m^2

  Beban Hidup:

- Beban hidup (LL) = 1,92 kN/m^2

  qu = 1,2DL + 1,6LL = 1,2(3,98) + 1,6(1,92) = 7,848 kNm

  Hitung momen dan kebutuhan tulangan:

  a. Perhitungan Tulangan Arah- x (Lapangan dan Tumpuan)

  Mu = $C(l, t(x)) \times 0.001 \times qu \times Lx^2 = 82 \times 0{,}01 \times 7{,}848 \times 4^2 = 10{,}3\ kNm$

  Φ =0.9 (diasumsikan terkendali tarik)

  $Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{10{,}3}{0{,}9} = 11{,}44$

  $Rn = \frac{Mu}{\phi.b.d\text{^}2}$

  $Rn = \frac{10{,}3 \text{ x}10\text{^}6}{0{,}9\times1000\times93{,}5\text{^}2}$

  Rn = 1,31

  $\rho = \frac{0{,}85f'c}{fy}\{1 - \sqrt{1 - \frac{2{,}Rn}{0{,}85.f'c}}) = \frac{0{,}85\ (25)}{420}\{1 - \sqrt{1 - \frac{2(0{,}42)}{0{,}85(25)}}) = 0{,}0032$

  $\rho maks = 0.36\ (\frac{f'c0.85}{fy}) = 0.36\ (\frac{25(0.85)}{420}) = 0.02$

  As $= \rho bd = 0.0032 \times 1000 \times 93{,}5 = 301\ mm^2$

  As min $= (\frac{0.0018fy}{fy})\ hb = (\frac{0.0018(420)}{420}) \times 120 \times 1000 = 216\ mm^2$

Digunakan As = 301 mm^2 untuk tulangan yang terpakai

S = $\frac{0.25\pi d^2 b}{As} = \frac{0.25\pi(13^2)(1000)}{301}$ = 440,97 mm

Smaks = 3h = 3 x 150 = 360 mm

Digunakan tulangan D13-150mm

b. Perhitungan Tulangan Arah y (Lapangan dan Tumpuan)

Mu = $C(l, t(y)) \times 0.001 \times qu \times Lx^2 = 57 \times 0{,}001 \times 7{,}16 \times 4^2 =$ 7,16 kNm

Φ =0.9 (diasumsikan terkendali tarik)

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{7{,}16}{0{,}9}$ =7,96

$Rn = \frac{Mu}{\phi.b.d\text{^}2}$

$Rn = \frac{7{,}96x10\text{^}6}{0{,}9\times1000\times93{,}5\text{^}2}$

Rn = 0,91

$\rho = \frac{0.85f'c}{fy}\{1 - \sqrt{1 - \frac{2.Rn}{0.85.f'c}}) = \frac{0.85\ (25)}{420}\{1 - \sqrt{1 - \frac{2.(0{,}91)}{0.85.(25)}}) = 0.0022$

$\rho maks = 0.36\,(\frac{f'c0.85}{fy}) = 0.36\,(\frac{25(0.85)}{420}) = 0.02$

As = $\rho bd = 0.0022 \times 1000 \times 93{,}5 = 205{,}7\ mm^2$

As min = $(\frac{0.0018fy}{fy})\ hb = (\frac{0.0018(420)}{420}) \times 120 \times 1000 = 216\ mm^2$

Digunakan As=216 mm^2 untuk tulangan 13 mm

S = $\frac{0.25\pi d^2 b}{As} = \frac{0.25\pi(13^2)(1000)}{216} = 614$ mm

Smaks = 3h = 3 x 120 = 360 mm

Digunakan tulangan D13-150

Luas tulangan As = $\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times \frac{b}{s} = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{250} = 531\ mm^2$

Cek lendutan pelat h=120

Modulus elastisitas beton (Ec) = $4700 \times \sqrt{F'c} = 4700 \times 25 =$ 23500 MPa

Modulus elastisitas baja tulangan (Es) = 200000 Mpa

Beban merata (tidak terfaktor) = $Q = QD + QL = 3{,}98 + 1{,}92 = 5{,}9$ N/mm

Panjang bentang pelat = Lx = 4000 mm

Batas lendutan maks yang diijinkan = $\frac{Lx}{240} = \frac{4000}{240} = 16.667$ mm^3

Momen Inersia brutto penampang pelat (Ig) = $\frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3$

$= 144000000$ mm^3

Modulus keruntuhan lentur beton (Fr) = $0.7 \times \sqrt{F'c} = 0.7 \times \sqrt{25} = 3.5$ MPa

Nilai perbandingan modulus elastisitas (n) = $\frac{Es}{Ec} = \frac{200000}{23500} = 8{,}511$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton(c) = $n.\frac{As}{b} = 8{,}511 \times \frac{250}{1000} = 2{,}13$ mm

Momen inersia retak terhadap beton (Icr) = $\frac{1}{3}bc^3 + nAs(d-c)^2$

$= \frac{1}{3} \times 1000 \times 2{,}13^3 + 8{,}511 \times 250 \times (93{,}5 - 2{,}13)^2$

$= 17766837{,}39\ \text{mm}^4$

yt $= \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60\ \text{mm}$

Momen retak (Mrc) $= fr.\frac{Ig}{yt} = 3{,}5 \times \frac{144000000}{60} = 8400000$

Momen maks akibat beban (Ma) $= \frac{1}{8} QLx^2 = \frac{1}{8} \times 5{,}9 \times 4000^2 = 1180000$ Nmm

Inersia efektif lendutan (Ie) $= (\frac{Mcr}{Ma})^3 Ig + [1 - (\frac{Mcr}{Ma})^3] Icr$

$= (\frac{8400000}{1180000})^3 \times 14400000 +$

$[1 - (\frac{8400000}{11800000})^3 \times 17766837{,}39 =$

$63303930{,}04 \text{ mm}^4$

Lendutan elastis seketika akibat beban (δe) $= \frac{5}{384} Q \frac{Lx^4}{EcIe} = \frac{5}{384} \times 5{,}9 \times \frac{4000^4}{23500 \times 63303930{,}04}$

$= 2{,}21\ mm$

Rasio tul slab lantai (ρ) $= \frac{As}{bd} = \frac{531}{1000 \times 173{,}5} = 0{,}003$

Faktor ketergantungan waktu beban mati(ζ) $= 2$

λ $= \frac{\zeta}{1+50\,\rho} = 1{,}764$

Lendutan jangka panjang akibat rangkak dan susut (δg)

$= \lambda \frac{5}{384} Q \frac{Lx^4}{EcIe} = 1{,}735 \times \frac{5}{384} \times 6{,}62 \times$

$\frac{4000^4}{23500 \times 710489127} = 3{,}88 \text{ mm}$

Lendutan total (δtotal) $= \delta e + \delta g = 2{,}21 + 3{,}88 = 6{,}08$ mm

Syarat: Lendutan yang terjadi < Batas lendutan yang diijinkan (Lx/240)

6,08 mm < 16.67 mm AMAN (OK)!!!

Data pelat tipe B:

H = 150 mm

Lx = 4000 mm

Ly = 7000 mm

Pembebanan pelat

Beban mati:

- Beban Sendiri = 0,15m x 24kN/m^3 = 3,6 kN/m^2
- Beban Ubin+Spesi = 0,05m x 22kN/m^3 = 1,1 kN/m^2
- Beban Instalasi ME = 0,3 kN/m^2
- Beban Plafon = 0,7 kN/m^2

DL = 5,7 kN/m^2

Beban Hidup:

- Beban hidup (LL) = 1.92 kN/m^2

qu = 1.2DL + 1.6LL = 1,2(5,7) + 1,6(1,92) = 9,912 kNm

Hitung momen dan kebutuhan penulangan

a. Perhitungan Penulangan Arah x (Lapangan dan Tumpuan)

Mu = 13 kNm

Mn = 14,45

Rn = 0,95

ρ = 0.0023

ρmaks = 0.02

As= 285 mm^2

As min = 270 mm^2

Digunakan As = 285 mm^2 untuk tulangan 13 mm

S = 492 mm

Smaks = 450 mm

Digunakan tulangan D13-200

b. Perhitungan Penulangan Arah y (Lapangan dan Tumpuan)

Mu = 9,04 kNm

Mn = 10,04

Rn = 0,66

ρ = 0.0016

ρmaks = 0.02

As= 196,74 mm^2

As min = 270 mm^2

Digunakan As = 270 mm^2 untuk tulangan 13 mm

S = 491,6 mm

Smaks = 370,5 mm

Digunakan tulangan D13-200

Luas tulangan terpakai As= $\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times \frac{b}{s} = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{200} = 663{,}325\ mm^2$

Cek lendutan pelat h=150

Modulus elastisitas beton (Ec) = $4700 \times \sqrt{F'c} = 4700 \times 25 =$ 23500 MPa

Modulus elastisitas baja tulangan (Es) = 200000 Mpa

Beban merata (tidak terfaktor) = $Q = QD + QL = 5{,}7 + 1{,}92 = 7{,}62$ N/mm

Panjang bentang pelat = Lx = 4000 mm

Batas lendutan maks yang diijinkan = $\frac{Lx}{240} = \frac{4000}{240} = 16.667$ mm^3

Momen Inersia brutto penampang pelat (Ig) $= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 150^3$

$= 281250000 \text{ mm}^3$

Modulus keruntuhan lentur beton (Fr) $= 0.7 \times \sqrt{F'c} = 0.7 \times \sqrt{25} = 3{,}5 \text{ MPa}$

Nilai perbandingan modulus elastisitas (n) $= \frac{Es}{Ec} = \frac{200000}{23500} = 8{,}511$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton(c) $= n.\frac{As}{b} = 8{,}511 \times \frac{663{,}325}{1000} = 5{,}65 \text{ mm}$

Momen inersia retak terhadap beton (Icr) $= \frac{1}{3}bc^3 + nAs(d-c)^2$

$= \frac{1}{3} \times 1000 \times 5{,}65^3 + 8{,}511 \times 633{,}325 \times (123{,}5 - 5{,}65)^2$

$= 78471906{,}43 \text{ mm}^4$

yt $= \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$

Momen retak (Mrc) $= fr.\frac{Ig}{yt} = 3{,}5 \times \frac{281250000}{75} = 13125000$ Nmm

Momen maks akibat beban (Ma) $= \frac{1}{8}QLx^2 = \frac{1}{8} \times 7{,}62 \times 4000^2 =$ 15240000 Nmm

Inersia efektif lendutan (Ie) $= (\frac{Mcr}{Ma})^3 Ig + [1 - (\frac{Mcr}{Ma})^3] Icr$

$= (\frac{13125000}{15240000})^3 \times 28125000 +$

$[1 - (\frac{13125000}{15240000})^3 \times 78471906{,}43 = 208000029{,}1$ mm^4

Lendutan elastis seketika akibat beban (δe) $= \frac{5}{384} Q \frac{Lx^4}{EcIe} = \frac{5}{384} \times 7{,}62 \times \frac{4000^4}{23500 \times 208000029{,}1}$

$= 5{,}19\ mm$

Rasio tul slab lantai (ρ) $= \frac{As}{bd} = \frac{633{,}325}{1000 \times 123{,}5} = 0{,}0054$

Faktor ketergantungan waktu beban mati(ζ) = 2

λ $= \frac{\zeta}{1+50\ \rho} = 1{,}576$

Lendutan jangka panjang akibat rangkak dan susut (δg)

$= \lambda \frac{5}{384} Q \frac{Lx^4}{EcIe} = 1{,}735 \times \frac{5}{384} \times 7{,}62 \times \frac{4000^4}{23500 \times 208000029{,}1} = 8{,}19$ mm

Lendutan total (δtotal) $= \delta e + \delta g = 5{,}19 + 8{,}19 = 13{,}38$ mm

Syarat: Lendutan yang terjadi < Batas lendutan yang diijinkan (Lx/240)

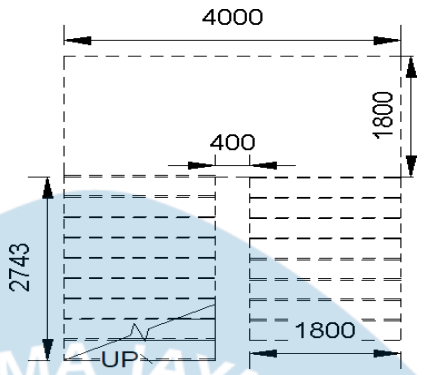
13,38 mm< 16.67 mm AMAN (OK)!

2.12 Perancangan Tangga

Penempatan tangga pada struktur suatu bangunan sangatlah berhubungan dengan fungsi bangunan bertingkat yang akan dioperasionalkan. Tangga yang dirancang merupakan tangga yang akan dioperasionalkan pada bangunan bertingkat 5 lantai.

- **Data Tangga**

Berikut data perencanaan Tangga:



Gambar 2. 20 Gambar tangga tampak atas

- Tebal pelat tangga : 150 mm
- Tebal pelat bordes : 150 mm
- Lebar tangga rencana : 1800 mm
- Tinggi bordes : 2000 mm
- Lebar bordes : 4000 mm
- Panjang bawa pelat tangga : 2700 mm
- Panjang miring pelat tangga : 3360 mm
- *Optrade/* Tanjakan (O) : 200 mm
- *Antrade/* Injakan (A) : 300 mm
- Kemirungan :∝=arc tan (O/A) 33,7<35OK
- Tinggi *Optrade* dan Lebar *antrade:*

  Jumlah *Optrade*/ Tanjakan

  $$= \frac{\text{Tinggi Antar lantai}}{\text{Jarak Optrade}}$$

  $$= \frac{2000}{200} = 10 \text{ Buah}$$

  Jumlah *Antrade/*Injakan

  =Jumlah *Optrade*-1

  =10-1

=9 Buah

Tebal ekuivalen pelat tangga

$$t' = \frac{\frac{1}{2} Op.An}{\sqrt{Op^2+An^2}}$$

$$t' = \frac{\frac{1}{2}200.300}{\sqrt{200\text{^}2+300\text{^}2}}$$; t'=83,20 mm

$$h' = \frac{t+t'}{coa\ a}$$

$$h' = \frac{150+83.20}{coa\ 33.7}$$; h'=280,30 ≈ 280 mm

- **Perhitungan pembebanan**

Data berat jenis material:

Berat jenis beton:	24	kN/m3
Berat jenis keramik:	0,24	kN/m3
Berat Jenis spesi:	0,21	kN/m3
Berat jenis relling:	0,20	kN/m3
Beban hidup:	4,79	kN/m3

(SNI 1727:2020 Tabel 4.3.1)

1. Pembebanan pelat tangga

   Akibat beban mati (qDL)

   - Berat sendiri pelat dan anak tangga =0,280 × 24
     =6,72 kN/m
   - Berat keramik (1cm) =0,241 × 1
     =0,24 kN/m
   - Berat spesi (2cm) =0,21 x 2
     =0,42 kN/m

- Berat relling =1,00 kN/m

qDL total =0,38 kN/m

Beban Ulimate (qU)

qU = 1,2 × qD + 1,6 × qL

=1,2(8,38) + 1,6(4,79)

=17,72 kN/m3

2. Pembebanan pelat bordes

Akibat Beban mati (qDL)

- Berat sendiri pelat bordes =24 × 0,15

  =3,60 kN/m2
- Berat keramik (1cm) =0,24 × 1

  =0,24 kN/m3
- Berat spesi (2cm) =0,21 × 2

  =0,42 kN/m3
- Berat relling =1,00 kN/m3

qDL total =5,26 kN/m2

Beban Ulimate (qU)

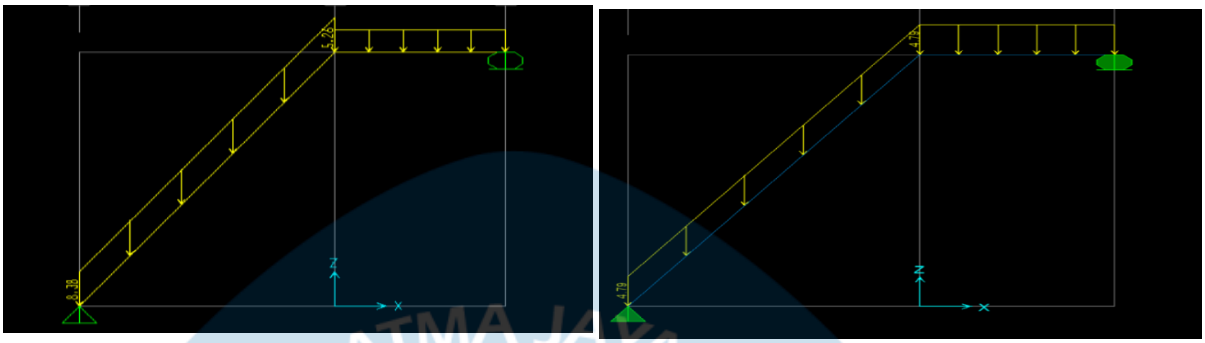
qU = 1,2 × qD + 1,6 × qL

=1,2(5,26) + 1,6(4,79)

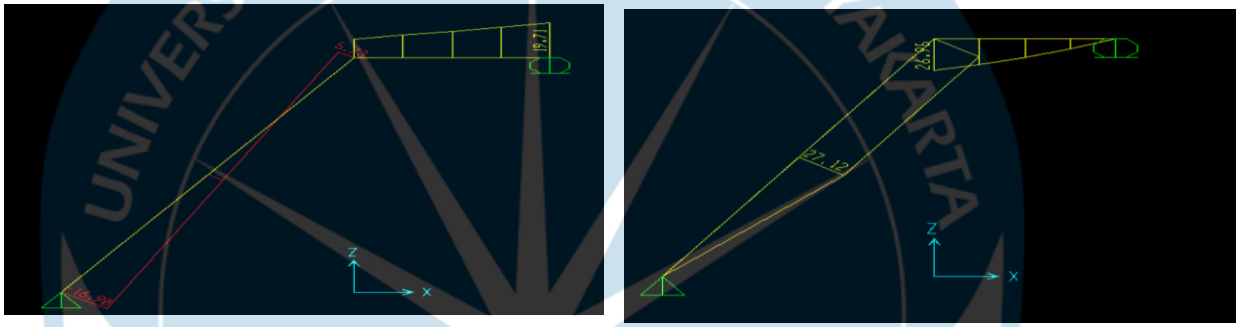
=13,976 kN/m2

Setelah melakukan perhitungan beban, tangga kemudian dimodelkan dengan bantuan *software* SAP200 V14 dengan beban yang digunakan 1,4*qDL* dan 1,2*qDL* + 1,6*qLL*. Dari dua kombinasi tersebut, digunakan gaya geser dan momen terbesar.

Hasil Pembebanan



Gambar 2. 21 Beban hidup dan Beban mati



Gambar 2. 22 Output SFD dan BMD

Output yang di peroleh dari pemodelan dengan *softwere* SAP2000 V14:

1. Input beban mati dan beban hidup
2. BMD dan SFD

Perhitungan Tulangan Tangga & Bordes (SNI 2847:2019)

Dari analisis struktur pada Etabs diperoleh *output* gaya terbesar pada kombinasi satu yaitu

1,2 *DL* + 1,6 *LL.*

Berikut rincian gaya dalam yang terjadi pada pelat tangga dan bordes

Pelat tangga

Mu tumpuan = 0 kNm

Mu lapangan = 27,12 kNm

Vu = 5,73

Pelat bordes

Mu tumpuan = 0 kNm

Mu lapangan = 26,95

Vu = 19,71

1. Perhitungan Tulangan Lapangan Pelat Tangga

Data

b =1000 mm

h =150 mm

sb = 20 mm

d =h – sb – ½ (Dtul)

=150 – 20- ½ (13)

=123,5 mm

Φ =0,9 (diasumsikan terkendali tarik)

$Rn = \frac{Mu}{\phi.b.d\text{^}2}$

$Rn = \frac{27,12\times10\text{^}6}{0,9\times1000\times123,5\text{^}2}$

Rn =1,977

$\rho = \frac{0,85f'c}{fy}\{1-\sqrt{1-\frac{2.Rn}{0,85.f'c}}\}$

$=\frac{0,85\times(25)}{400}\{1-\sqrt{1-\frac{2\times(1.977)}{0,85\times(25)}}\}$

=0,0051

Periksa batas minimum tulangan

As.req =ρ.*b.d*

=0,0051×1000×123,5

=636,410 mm^2

As.min =0,002.*b.h*

=0,002×1000×150

=300 mm^2

Karena Asmin< Asreq, digunakan As = 636,410 mm^2

Asumsikan menggunakan tulangan D13-150

$S = \frac{0{,}25\pi d^2 b}{As} = \frac{0{,}25\pi \times (13^2) \times (1000)}{636{,}410} = 208$

Smaks = 3h

= 3× (150) = 450 mm

Digunakam tulangan D13-150

Cek momen nominal pelat

As aktual $= \frac{\cancel{b.Astal}}{S}$

$= \frac{1000.\frac{1}{4}phi.13\text{^}2}{200}$; $As\ aktual = 663{,}661$ mm^2

$a = \frac{As.fy}{0{,}85.f'c.b}$

$= \frac{663{,}661\ (400)}{0{,}85\times(25)\times(1000)}$

= 12,492 mm

$c = \frac{a}{b}$

$= \frac{12{,}492}{0{,}85}$; c= 14,69 mm

$\varepsilon t = \frac{d-c}{c}\,0.003$

$= \frac{123{,}5-14{,}69}{14{,}69}(0{,}003)$; $\varepsilon t = 0{,}022$

Diperoleh $\varepsilon t > 0{,}005$, maka penampang pelat merupakan terkendali tarik dengan faktor reduksi ; $\Phi = 0{,}9$

Mn $= As.fy.(d - \frac{a}{2})$

Mn $= (663{,}661) \times (400) \times (123{,}5 - \frac{12{,}492}{2})$

= 31,127 kNm

ϕMn = 0,9× (31,127)

= 28,014 kNm > Mu= 27,12 (tulangan lapangan untuk pelat tangga yang dirancang aman)

Perhitungan tulangan susut

Diasumsikan tulangan D12 (*fy*= 400 Mpa)

$Asmin$ $= 0{,}0018.b.h$

$= 0{,}0018\times (1000) \times (150)$

$= 270$ mm^2

s $= \frac{0{,}25\pi d^2 b}{As} = \frac{0{,}25\pi(12^2)(1000)}{270}$

$= 418$

$= 418 \approx 300$ mm

Digunakan tulangan D12-300

Kontrol terhadap Geser

Vu $= 5{,}73$

Vc $= 0{,}17\ \lambda\sqrt{f'c}.\ bd$

$=104{,}975$ kN

$\phi\ V\ c$ $= 0{,}75\ (104{,}975)$

$= 78{,}731$ kN > Vu

Karena $\phi\ V\ c > Vu$ penampang beton dianggap sudah mampu menahan gaya geser yang terjadi.

1. Perhitungan Tulangan Lapangan Pelat Bordes

Data

b $=1000$ mm

h $=150$ mm

sb $= 20$ mm

d $=$h – sb – ½ (Dtul)

$=150 – 20- ½\ (13)$

$=123{,}5$ mm

Φ $=0{,}9$ (diasumsikan terkendali tarik)

Rn $= \frac{Mu}{\phi.b.d\text{^}2}$

Rn $= \frac{26{,}95\ x10\text{^}6}{0{,}9\times1000\times123{,}5\text{^}2}$

Rn = 1,96

ρ $= \frac{0{,}85f'c}{fy}\{1-\sqrt{1-\frac{2.Rn}{0.85.f'c}}\}$

$= \frac{0{,}85\times(25)}{400}\{1-\sqrt{1-\frac{2\times(1{,}96)}{0{,}85\times(25)}}\}$

=0,0051

Periksa batas maksimum tulangan **(SNI 2847: 2019 Tabel 7.6.1.1)**

As.req =ρ.*b.d*

=0,0051×1000×123,5

=636,410 mm^2

As.min =0,002.*b.h*

=0,002×1000×150

=300 mm^2

Karena Asmin< Asreq, digunakan As= 636,410 mm^2

Asumsikan menggunakan tulangan D13-200

S $= \frac{0{,}25\pi d^2 b}{As} = \frac{0{,}25\pi\times(13^2)\times(1000)}{636\times410}$

= 208

Smaks = 3h

= 3(150) = 450 mm

Digunakam tulangan D13-200

Cek momen nominal pelat

As aktual $= \frac{\cancel{b.Astat}}{S}$

$= \frac{1000.\frac{1}{4}phi.13\text{^}2}{200}$; $As\ aktual = 663{,}661$ mm^2

a $= \frac{As.fy}{0.85.f'c.b}$

$= \frac{663{,}661\ (400)}{0{,}85(25)(1000)}$

= 12,492 mm

c $= \frac{a}{b}$

$= \frac{12,492}{0,85}$; c= 14,69 mm

εt $= \frac{d-c}{c}\, 0,003$

$= \frac{123,5-14,69}{14,69}(0,003)$; εt = 0,022

Diperoleh εt > 0,005, maka penampang pelat merupakan terkendali tarik dengan faktor reduksi

Φ = 0,9 sesuai dengan ketentuan di SNI 2847: 2013 pasal 10.3.4.

Mn $= As.fy.(d - \frac{a}{2})$

Mn $= (663,661) \times (400) \times (123,5 - \frac{12,492}{2})$

$= 31,127$ kNm

ϕMn $= 0,9 \times (31,127)$

$= 28,014$ kNm > Mu= 26,95 (tulangan lapangan untuk pelat bordes yang dirancang aman)

Perhitungan tulangan susut

Diasumsikan tulangan D12 (fy= 400 Mpa)

$Asmin$ $= 0,0018.b.h$

$= 0,0018 \times (1000) \times (150)$

$= 270$ mm^2

s $= \frac{0,25\pi d^2 b}{As} = \frac{0,25\pi \times (12^2) \times (1000)}{270}$

$= 418$

$= 418 \approx 300$ mm

Digunakan tulangan D12-300

Kontrol terhadap Geser

Vu $= 19,71$

Vc $= 0,17\ \lambda \sqrt{f'c}.\, bd$

=104,975 kN

$\phi\, V\, c$ $= 0,75 \times (104,975)$

$= 78,731$ kN > Vu

Karena $\phi V c > Vu$ penampang beton dianggap sudah mampu menahan gaya geser yang terjadi.