

PERENCANAAN GEDUNG RUSUNAWA 10 LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN STRUKTUR BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

Ganteng Brawijaya¹, Soerjandani Priantoro Machmoed^{1*}

¹Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, UWKS

Jl. Dukuh Kupang XXV no. 54, Kota Surabaya, 62205, Jawa Timur, Indonesia

Email : ¹gantengbra22@gmail.com & ^{1*}soerjandani@uwks.ac.id

(*) Penulis Koresponden

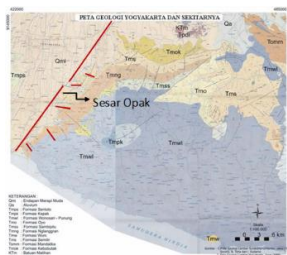
ABSTRAK: Struktur Gedung Rusunawa AGA direncanakan menggunakan struktur beton bertulang.. Material yang digunakan dalam merencanakan gedung Rusunawa ini menggunakan beton normal dengan kuat tekan 30 MPa dan berat jenis 2400 kg/m³. Perencanaan Gedung Rusunawa AGA ini terdapat di kota Yogyakarta yang berada di wilayah gempa tinggi, sehingga gedung harus mempunyai sistem penahan gempa yang mampu menahan beban lateral seperti gempa yang terjadi pada gedung saat gempa terjadi. Sistem struktur yang digunakan pada perencanaan gedung rusunawa ini adalah sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Sistem ini merupakan sistem struktur yang dapat memikul gaya oleh beban lateral atau gempa dan direncanakan untuk memikul gaya oleh beban lateral atau gempa dan lentur. Sedangkan sistem rangka pemikul momen khusus sendiri direncanakan untuk struktur yang memerlukan daktilitas yang tinggi sesuai dengan peraturan. Peraturan yang digunakan dalam merencanakan gedung rusunawa ini yaitu SNI 2847 – 2019, SNI 1726 -2019 dan SNI 1727-2020. Hasil analisa diperoleh bahwa gedung rusunawa ini mampu bertahan dari keruntuhan saat terjadi gempa. Struktur gedung Rusunawa ini dapat memperkecil terjadinya keruntuhan, yang diperoleh dari simpangan horizontal sebesar 22,88 mm tidak melebihi simpangan izin 76,92 mm. Struktur rusunawa ini telah memenuhi persyaratan kolom kuat balok lemah dengan syarat $\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb} = 4923,07 \text{ kNm} \geq 1022,34 \text{ kNm}$.

Kata Kunci : Struktur Beton Bertulang, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Gedung Rusunawa, Yogyakarta.

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan salah satu negara yang mempunyai probabilitas cukup tingginya terjadi gempa bumi. Salah satu faktor yang mempengaruhi sering terjadinya gempa karena kondisi geologi di Indonesia sebagai tempat bertemunya tiga lempeng benua yaitu lempeng Indo-Australia, Euro-Asia dan Pasifik sehingga pertemuan lempeng tersebut menimbulkan banyak patahan yang rawan terjadinya gempa bumi. Kegiatan tektonik yang berupa pergerakan aktif akan berdampak pada potensi terjadinya gempa bumi yang sering disebut cincin api Lebih dari 81% gempa bumi terjadi di sepanjang zone ini (Nugroho, 2017).



Gambar 1. Peta Geologi Yogyakarta dan Sekitarnya (Sumber: Wartono, 1995)

Yogyakarta adalah salah satu daerah di Indonesia yang mempunyai intensitas gempa tinggi karena tepat di bawah daerah Yogyakarta terdapat sesar aktif yaitu sesar Opak yang memanjang dari arah barat daya hingga timur laut (Cecep Sulaeman, 2008). Pada 27 Mei 2006 wilayah Yogyakarta dan sekitarnya diguncang gempa bumi kuat berpusat di darat dengan magnitudo tercatat $M_w : 6,2$ (Supartoyo, 2006). Hal ini yang mendasari pentingnya merencanakan bangunan yang tahan saat terjadi gempa.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa yang sesuai dengan kondisi di Indonesia ada beberapa sistem dapat diimplementasikan yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) digunakan untuk merencanakan struktur bangunan gedung di daerah gempa dengan intensitas rendah, Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) digunakan untuk merencanakan struktur bangunan di daerah gempa dengan intensitas gempa sedang dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang digunakan untuk merencanakan struktur bangunan di daerah gempa dengan intensitas gempa tinggi. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, merupakan sistem rangka yang dapat menahan gaya lentur dan aksial.

PERENCANAAN GEDUNG RUSUNAWA 10 LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN STRUKTUR BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

(Ganteng Brawijaya, Soerjandani Priantoro Machmoed)

Perencanaan gedung rusunawa ini menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) karena letak geografis daerah Yogyakarta berada pada wilayah gempa intensitas gempa kuat dengan parameter gerak tanah (Ss) 1,2 - 1,5 g berwarna coklat tua yang dapat dilihat pada peta gempa di Indonesia (SNI 1726 2019) dan direncanakan mampu mengalami deformasi inelastik akibat gempa rencana, melalui indikasi terjadinya sendi plastis atau pelelehan balok dan ujung kolom dasar. Sistem rangka pemikul momen khusus mempunyai persyaratan khusus yang harus dipenuhi dimana kolom direncanakan lebih kuat daripada balok (Honarto drr, 2019). Dalam merencanakan kolom kuat balok lemah, beberapa peneliti telah melakukan penelitian terhadap sistem pengekangan pada kolom yang salah satunya berupa sistem pengekangan inovatif dengan menggunakan sistem interlocking antar pengekang yang menggunakan spiral persegi untuk kolom persegi (Machmoed S.P. dkk,2021). Sehingga uraian permasalahan dari latar belakang perencanaan gedung rusunawa 10 lantai di kota Yogyakarta dengan struktur beton bertulang, sebagai berikut :

1. Apakah simpangan antar lantai gedung rusunawa telah memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726-2019?.
2. Bagaimana pendetailan struktur beton bertulang di Rusunawa sesuai persyaratan SNI 2847-2019?

Perencanaan ini memiliki tujuan :

1. Mampu menganalisa perhitungan struktur gedung beton bertulang menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
2. Mampu mendesain suatu bangunan tahan gempa di daerah dengan intensitas gempa tinggi menggunakan (SRPMK).

Pembahasan perencanaan struktur gedung rusunawa ini dibatasi pada :

1. Merencanakan struktur atas dan struktur bawah.
2. Tidak meninjau analisa rencana biaya, sistem utilitas, sistem kelistrikan, arsitektural, sistem plumbing, manajemen konstruksi dan aspek pelaksanaan

2. METODOLOGI PERENCANAAN

Perencanaan struktur gedung rusunawa AGA ini dapat dilihat pada uraian diagram alir dibawah :



Gambar 2. Diagram Alir

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1 Perencanaan Awal

Perencanaan dimensi komponen struktur menggunakan perencanaan awal kemudian melakukan pemodelan dan analisa yang menggunakan program aplikasi analisa struktur SAP 2000. Apabila hasil analisa menunjukkan bahwa dimensi komponen struktur tidak dapat menahan beban yang terjadi, maka harus dilakukan perencanaan ulang agar struktur dapat menahan beban yang terjadi. Setelah dilakukan pemodelan kemudian dilanjutkan ke proses input berupa pembebanan, perletakan dan respon spektrum. yang kemudian memasukkan pembebanan dan perletakan yang direncanakan. Dimensi komponen struktur harus didesain ulang jika hasil analisa menunjukkan bahwa ukuran komponen tidak cukup untuk menopang beban, sehingga struktur dapat bertahan dari beban. Dimensi rencana awal yang digunakan untuk perencanaan struktur gedung rusunawa AGA ini adalah :

Kolom	: 75 x 75 cm
Balok (Ba) dan (Bb) atap	: 40 x 60 cm
Balok (Ba) dan (Bb) lantai	: 40 x 60 cm
Balok (Bc) atap	: 30 x 40 cm
Balok (Bc) lantai	: 30 x 40 cm
Plat atap	: 12 cm
Plat lantai	: 12 cm

Dengan menggunakan mutu beton = 30 MPa dan mutu baja = 420 MPa. Semua komponen struktur

pada perencanaan awal ini telah dihitung kemudian dikontrol sesuai dengan peraturan yang digunakan.

4. STRUKTUR SEKUNDER

Struktur sekunder merupakan komponen struktur yang dapat direncanakan terpisah dari struktur utama dan tidak direncanakan memikul beban lateral atau gempa, akan tetapi struktur ini tetap membebani struktur primer sebuah gedung. Struktur sekunder direncanakan hanya menahan beban yang mengakibatkan lentur, jika terjadi gempa struktur sekunder dapat terjadi kerusakan karena struktur sekunder tidak direncanakan untuk menahan beban gempa (Tiasmoro dan Machmoed, 2021).

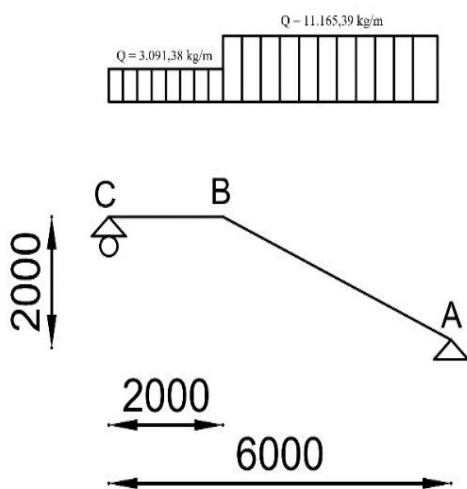
4.1 Perencanaan Plat

Pelat atap direncanakan dengan ketebalan 120 cm dan diasumsikan dapat melendut ketika terbebani oleh karena itu pelat atap harus terjepit elastis. Momen pelat atap dihitung berdasarkan PBI 1971 sehingga didapatkan penulangan plat atap arah (x) D10-300 mili meter dan penulangan plat atap arah (y) D10-300 mili meter.

Pelat lantai direncanakan dengan ketebalan 120 cm dan diasumsikan dapat melendut ketika terbebani oleh karena itu pelat lantai harus terjepit elastis. Momen pelat lantai dihitung berdasarkan PBI 1971 sehingga didapatkan penulangan plat lantai arah (x) D10-300 mili meter dan penulangan plat lantai arah (y) D10-300 mili meter.

4.2 Perencanaan Tangga

Direncanakan tinggi tiap lantai 400 cm, ketinggian bordes 200 cm tiap lantai, panjang bordes 315 cm, lebar bordes 200 cm, tinggi injakan anak tangga 20 cm, dan lebar injakan anak tangga 40 cm.



Gambar 3. Analisa Statistika Tangga

Didapatkan dari analisa dalam 2.408,01 kgm untuk plat bordes tangga dan 2.584,38 kgm untuk plat tangga miring. Penulangan plat bordes tangga dan penulangan plat miring tangga didapat didapat tulangan D13 – 300 mm.

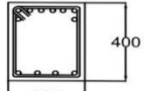
4.3 Perencanaan Balok Anak (Bc)

Balok anak atap direncanakan dengan dimensi 30 x 40 cm dengan menggunakan mutu beton (f_c') 30 MPa dan mutu baja (f_y) 420 Mpa. Setelah dilakukan perhitungan beban dan analisa didapatkan detail balok anak atap sebagai berikut ;

TUMPUAN	
TULANGAN ATAS	5 D 12
TULANGAN BAWAH	3 D 12
SENGKANG	2 D 8 - 100
LAPANGAN	
TULANGAN ATAS	4 D 12
TULANGAN BAWAH	2 D 12
SENGKANG	2 D 8 - 150

Gambar 4. Pendetailan Balok (Bc) Atap

Balok anak lantai direncanakan dengan dimensi 30 x 40 cm dengan menggunakan mutu beton (f_c') 30 MPa dan mutu baja (f_y) Setelah dilakukan perhitungan beban dan analisa didapatkan detail balok anak lantai sebagai berikut ;

TUMPUAN	
TULANGAN ATAS	8 D 12
TULANGAN BAWAH	4 D 12
SENGKANG	2 D 8 - 100
LAPANGAN	
TULANGAN ATAS	6 D 12
TULANGAN BAWAH	3 D 12
SENGKANG	2 D 8 - 150

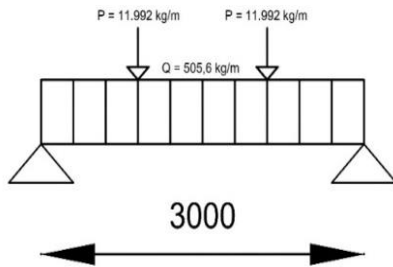
Gambar 5. Pendetailan Balok (Bc) Lantai

PERENCANAAN GEDUNG RUSUNAWA 10 LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN STRUKTUR BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

(Ganteng Brawijaya, Soerjandani Priantoro Machmoed)

4.4 Perencanaan Balok Lift

Balok lift direncanakan dengan dimensi 30 x 40 cm, tulangan utama diameter 12 mm, tulangan sengkang diameter 8 mm, mutu beton (f_c') 30 MPa dan mutu baja (f_y) 420 MPa. Kemudian dilakukan perhitungan terhadap beban mati, koefisien kejut dan beban hidup lift sendiri yang dibantu dengan program SAP 2000..



Gambar 6. Analisa Statistika Balok Lift

Dari hasil analisa diperoleh detail penulangan balok lift sebagai berikut ;

TUMPUAN	
TULANGAN ATAS	3 D 12
TULANGAN BAWAH	3 D 12
SENGKANG	3 D 8 - 100
LAPANGAN	
TULANGAN ATAS	3 D 12
TULANGAN BAWAH	3 D 12
SENGKANG	3 D 8 - 150

Gambar 7. Pendetailan Balok Lift

5. STRUKTUR PRIMER

Struktur primer merupakan struktur utama yang kekakuannya mempengaruhi perilaku suatu gedung (Yuliana dan Machmoed, 2021). Struktur utama terdiri dari balok induk dan juga kolom. Struktur primer pada tugas akhir ini direncanakan tahan gempa dengan sistem rangka pemikul momen khusus agar saat terjadi keruntuhan akibat gempa dapat diperkecil.

5.1 Pembebanan Struktur

Pembebanan pada struktur perlu dihitung untuk mengidentifikasi beban yang bekerja pada struktur. Beban yang diterima struktur yaitu beban gravitasi dan beban gempa. Perhitungan beban gravitasi lantai 1-10 sebagai berikut ;

Total beban lantai 9,8,7,6,5,4,3,2 dan 1

$$W_9 = W_m + W_h = 804.420 + 38.475 = 842.895 \text{ kg}$$

$$\text{Total beban lantai 10} = W_h = 557.352 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total seluruh gedung} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9 + W_{atap} = (9 \times 842.895) + 557.352 = 8.143.407 \text{ kg}$$

Sedangkan untuk menentukan beban geser dasar gempa (V) diperlukan koefisien beban gempa yang diambil dari beberapa parameter gempa yang diperlukan seperti jenis tanah, parameter respon spektra. Dari beban gempa permukaan (V) yang diperoleh selanjutnya didistribusikan menjadi beban gempa per lantai (F).

Menentukan jenis tanah setempat dihitung berdasarkan data tanah SPT.

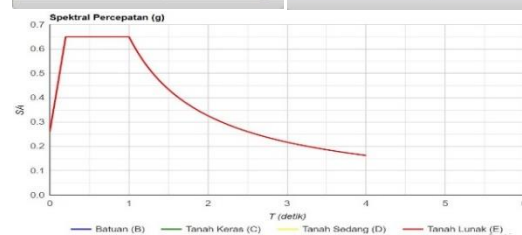
Tabel 1. Data Tanah Kota Yogyakarta

No	Kedalaman (m)	Description Soil	T (m)	N (SPT)	Value SPT
1	2	Pasir kasar (coklat, hitam)	2	15	0,13
2	4	Pasir kasar (coklat, hitam)	4	12	0,33
3	6	Pasir lanau (coklat, hitam)	6	27	0,22
4	8	Pasir lanau (coklat, hitam)	8	11	0,72
5	10	Pasir sedang (coklat, hitam)	10	5	2
TOTAL					3,4

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i/n_i} = \frac{30}{3,4} = 8,82$$

karena nilai $\bar{N} = 8,82 \leq 15$ didapat tanah lunak (SE) sesuai (SNI 1726-2019). setelah mengetahui jenis tanah dapat menentukan respon spektral melalui puskim.pu.go.id.

Jenis Batuan Tanah Lunak (E)		Jenis Batuan Tanah Lunak (E)	
Variabel	Nilai	T (detik)	SA (g)
S_s (g)	1.083	0	0.260
S_1 (g)	0.408	T_0	0.650
C_{RS}	0.945	T_s	0.650
C_{R1}	0.000	T_s+0	0.591
F_{PGA}	0.900	$T_s+0.1$	0.542
F_A	0.900	$T_s+0.2$	0.500



Gambar 8. Respon Spektrum Kota Yogyakarta

Periode fundamental struktur dapat ditentukan, namun (Ta) tidak boleh lebih besar dari hasil koefisien batas atas pada periode hitung (Cu), dengan rumusan:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

Dimana :

$$C_t = 0,0466$$

$$X = 0,9$$

h_n = 40 meter (tinggi bangunan)

$$T_a = C_t \cdot h_n^x = 0,0466 \cdot 40^{0,9} = 1,28 \text{ detik}$$

S_{D1} = 0,652 didapat koefisien Cu = 1,4 (SNI 1726 2019 tabel 17 hal 72) maka :

$$T_a < C_u = 1,28 < 1,4 \quad (\text{memenuhi})$$

Untuk menghitung pendistribusian gaya gempa dapat dihitung menggunakan SNI 1726-2019 pasal 7.8.3 dengan rumus :

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i^k}{\sum W_i \cdot Z_i^k} \cdot V$$

Yang dimana :

F_i = faktor gaya gempa nominal ekuivalen

W_i = Beban pada lantai ke 1, termasuk juga beban hidup yang sesuai

Z_i = ketinggian pada lantai ke-i

V = Beban geser dasar gempa

k = menggunakan 1, jika T_a ≥ 2,5 maka menggunakan 2, namun jika 0,5 ≤ T_a ≤ 2,5 maka nilai k perlu ditentukan dengan interpolasi linier dengan rumus :

$$k = 1 + \frac{1,28 - 0,5}{2,5 - 0,5} \times (2 - 1) = 1,39$$

Tabel 2. Distribusi Beban Gempa

Lantai	Beban Geser	Tinggi Lantai (m)	Berat (kg)	Faktor (k)	W _i Z _i ^k	F _i
Atap	517920,69	40	557352	1,39	93970805,99	786286,10
9	517920,69	36	842895	1,39	122753519,77	1027120,98
8	517920,69	32	842895	1,39	104215411,45	872006,24
7	517920,69	28	842895	1,39	86561174,64	724287,16
6	517920,69	24	842895	1,39	69866196,92	584594,53
5	517920,69	20	842895	1,39	54225700,57	453725,11
4	517920,69	16	842895	1,39	39764932,86	332726,89
3	517920,69	12	842895	1,39	26658481,61	223060,70
2	517920,69	8	842895	1,39	15172898,74	126956,87
1	517920,69	4	842895	1,39	5789444,11	48442,27
					Σ W _i Z _i ^k	61897856,67

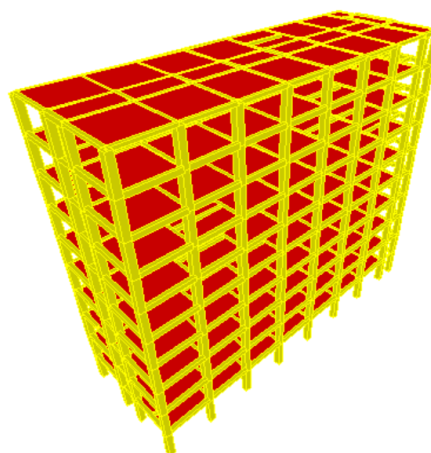
5.2 Batas Simpangan Lantai

Simpangan direncanakan harus lebih kecil dari simpangan antar lantai yang diizinkan (Δa) untuk membatasi kemungkinan benturan antar

struktur dan potensi keruntuhan yang menyebabkan korban jiwa..

Tabel 3. Simpangan Struktur

Lantai	δx _e (mm)		δx (mm)		Δ (mm)		Δa (mm)	Stat us
	δx _e x	δx _e y	δx _x	δx _y	Δx (mm)	Δy (mm)		
2	5,39	2,55	13,48	6,38	13,48	6,38	76,92	OK E
3	14,5	6,87	36,28	17,18	22,80	10,80	76,92	OK E
4	23,6	11,43	59,15	28,58	22,88	11,40	76,92	OK E
5	31,9	15,84	79,95	39,60	20,80	11,03	76,92	OK E
6	39,2	19,93	98,00	49,83	18,05	10,23	76,92	OK E
7	45,2	23,57	113,1	58,93	15,15	9,10	76,92	OK E
8	50,1	26,62	125,3	66,55	12,20	7,63	76,92	OK E
9	53,8	28,95	134,6	72,38	9,28	5,83	76,92	OK E
10	56,5	30,52	141,2	76,30	6,63	3,93	76,92	OK E
atap	58,5	31,7	146,3	79,25	5,13	2,95	76,92	OK E



Gambar 9. Bentuk 3D Gedung Rusunawa AGA

5.3 Perencanaan Balok Induk (Ba)

Balok induk Ba pada struktur gedung ini direncanakan dengan memeriksa momen yang ada pada balok induk dengan bantuan program analisa struktur SAP 2000 dengan mengambil momen terbesar yang terjadi pada balok induk

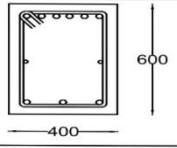
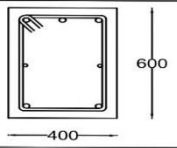
Tabel 4. Momen Terbesar Balok (Ba)

Lokasi	Kombinasi	Mu (kgm)
Ujung Kiri	Kombinasi 15	23.810,45
Tengah	Kombinasi 18	13.059,01
Ujung Kanan	Kombinasi 16	23.810,45

Setelah melakukan perhitungan, kontrol dan pendetailan sesuai dengan (SNI 2847-2019) pada balok induk Ba diperoleh detail tulangan :

PERENCANAAN GEDUNG RUSUNAWA 10 LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN STRUKTUR BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

(Ganteng Brawijaya, Soerjandani Priantoro Machmoed)

TUMPUAN		
	TULANGAN ATAS	6 D 22
	TULANGAN BAWAH	3 D 22
	TULANGAN TENGAH	2 D 10
SENGKANG		2 D 14 - 100
LAPANGAN		
	TULANGAN ATAS	3 D 22
	TULANGAN BAWAH	2 D 22
	TULANGAN TENGAH	2 D 10
SENGKANG		2 D 14 - 250

Gambar 10. Pendetailan Balok (Ba)

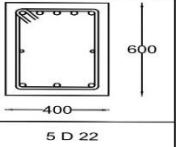
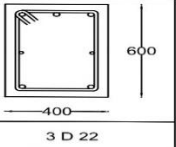
5.4 Perencanaan Balok Induk (Bb)

Balok induk Bb pada struktur gedung ini direncanakan dengan memeriksa momen yang ada pada balok induk dengan bantuan program analisa struktur SAP 2000 dengan mengambil momen terbesar yang terjadi pada balok induk

Tabel 5. Momen Terbesar Balok Bb

Lokasi	Kombinasi	Mu (kgm)
Ujung Kiri	Kombinasi 15	29.978,30
Tengah	Kombinasi 18	15.067,02
Ujung Kanan	Kombinasi 16	29.978,30

Setelah melakukan perhitungan, kontrol dan pendetailan sesuai dengan (SNI 2847-2019) pada balok induk Ba diperoleh detail tulangan :

TUMPUAN		
	TULANGAN ATAS	5 D 22
	TULANGAN BAWAH	3 D 22
	TULANGAN TENGAH	2 D 10
SENGKANG		2 D 14 - 100
LAPANGAN		
	TULANGAN ATAS	3 D 22
	TULANGAN BAWAH	2 D 22
	TULANGAN TENGAH	2 D 10
SENGKANG		2 D 14 - 250

Gambar 11. Pendetailan Balok (Bb)

5.5 Perencanaan Kolom K1

Direncanakan dimensi kolom 75 cm x 75 cm, bentar antar kolom 600 cm, tinggi kolom 400 cm, tulangan utama diameter 29, tulangan sengkang diameter 14.

5.5.1 Menentukan Kolom Sway Atau Non Sway

$$\begin{aligned}
 P_u &= 375.870,55 \text{ kg} = 3.758.705,5 \text{ N} \\
 V_u &= 21.371,58 \text{ kg} = 213.715,8 \text{ N} \\
 M_2 &= 61.763,61 \text{ kg} = 617.636,1 \text{ N} \\
 M_1 &= 142.757,07 \text{ kg} = 1.427.570,7 \text{ N} \\
 \Delta_o &= 5,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{P_u \times \Delta_o}{V_u \times L_c} < 0,05 \\
 Q &= \frac{3.758.705,5 \times 5,75}{213.715,8 \times 4000} < 0,05 \\
 Q &= 0,025 < 0,05 \text{ maka termasuk kolom} \\
 &\quad \text{non sway}
 \end{aligned}$$

5.5.2 Menentukan Koefisien Perletakan

Panjang tekuk terhadap kolom:

$$I_g = \frac{1}{12} \times 750 \times 750^3 = 26.367.187.500 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{30} = 25.742,96 \text{ Nmm}^2$$

Panjang tekuk terhadap balok :

$$I_g = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 = 7.200.000.000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{30} = 25.742,96 \text{ Nmm}^2$$

Menentukan nomogram panjang efektif kolom atas :

$$\Psi_A = \frac{\frac{26.367.187.500}{6000} + \frac{26.367.187.500}{6000}}{\frac{7.200.000.000}{6000} + \frac{7.200.000.000}{6000}} = 5,49$$

kolom bawah :

$$\Psi_B = 1,0 \text{ (karena terjepit penuh).}$$

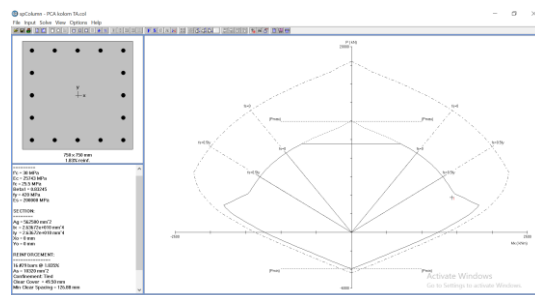
5.5.3 Mencari Kelangsingan Kolom

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\frac{0,85 \times 4000}{(0,6 \times 750)} \leq 34 - 12 \left(\frac{412.816,7}{458.455,1} \right)$$

$$7,5 \leq 23,19$$

Dengan ini kolom tidak perlu dilakukan *check* kelangsingan.



Gambar 12. Output PCA Column

Dari hasil PCA *Column* diperoleh jumlah tulangan 16 buah diameter 29 mm, semua gaya yang diinputkan ke program PCA *Column* tersebar dan tidak ada yang melewati garis interaksi dan prosentase tulangan yang diperoleh sebesar 1,83% telah memenuhi persyaratan.

5.6 Kolom Kuat Balok Lemah

Perlu untuk diketahui M_{nc} perlu untuk dicari gaya aksial terfaktor dengan kombinasi beban kuat lentur terendah, konsisten dengan arah gempa yang akan ditinjau. Dengan itu yang digunakan hanya kombinasi beban gempa saja untuk memeriksa. Sesuai dengan filosofi “*Capacity Design*”, pada pasal 18.7.3.2 diisyaratkan :

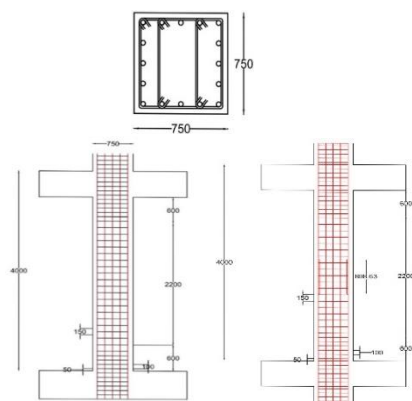
$$\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$$

$$\left(\frac{3.200}{0,65}\right) \geq 6/5 \left(\frac{681,56}{0,8}\right)$$

$$4923,07 \text{ kNm} \geq 1022,34 \text{ kNm}$$

(memenuhi)

Dengan terpenuhinya persyaratan ini dapat dikatakan bahwa seluruh kolom pada struktur gedung ini termasuk dalam sistem penahan gempa.



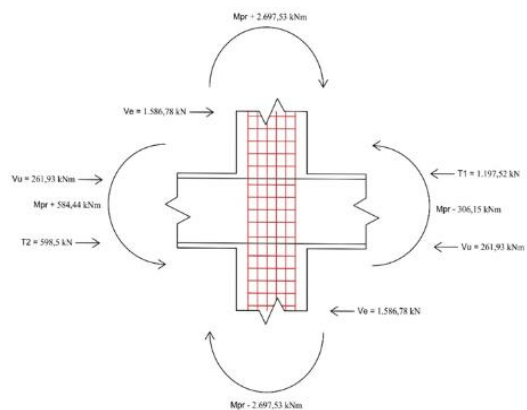
Gambar 13. Detail Kolom K1

5.7 Perencanaan Hubungan Balok dan Kolom

Perencanaan hubungan balok kolom sistem rangka pemikul momen khusus pada paper ini yaitu merencanakan hubungan balok dan kolom dimana kolom terkekang dengan empat, tiga balok dan dua balok

Terkekang empat balok

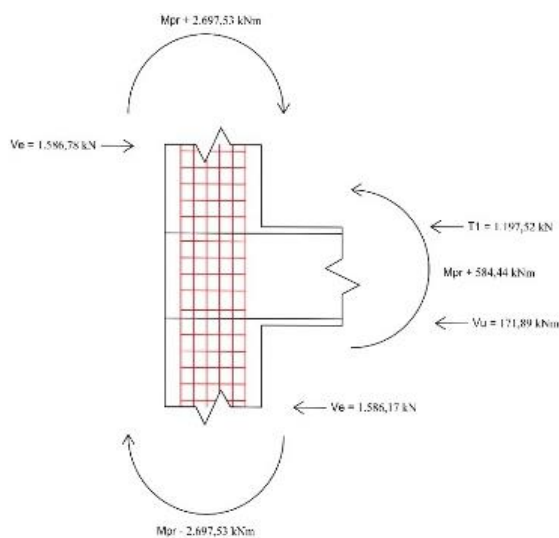
Kolom HBK K1 dan keempat balok Ba yang mengekang kolom mengalami gaya geser yang ditentukan oleh tulangan tarik dan tekan balok T1 dan T2 yang dihubungkan ke HBK.



Gambar 14. HBK Terkekang 4 Balok

Terkekang tiga atau dua Balok

Ketiga balok Ba yang mengekang kolom K1 menghasilkan gaya geser yang ditentukan oleh tulangan tarik dan tekan balok T1 yang dihubungkan ke HBK.



Gambar 15. HBK Terkekang 3 Balok

6. PERENCANAAN PONDASI

Struktur bawah gedung rusunawa harus direncanakan dengan baik supaya tidak mengalami keruntuhan terlebih dahulu sebelum struktur atas (Fauzi dan Khatulistiani, 2020)

6.1 Daya Dukung Pondasi

Berdasarkan SNI 2847-2019, kekuatan pondasi tiang pancang dapat ditentukan dengan mempertimbangkan faktor tekuk, reduksi dan tekuk material. Struktur ini menggunakan tiang pancang beton bertulang dengan dimensi tiang pancang $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$, kelas tiang pancang = (B), berat tiang pancang 400 kg/m , momen nominal (M_n) = 12,45 tonm, kuat beban (P_{tiang})

PERENCANAAN GEDUNG RUSUNAWA 10 LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA DENGAN STRUKTUR BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

(Ganteng Brawijaya, Soerjandani Priantoro Machmoed)

= 210,60 ton dan panjang tiang pancang = 6 - 12 m.

Daya dukung pada pondasi dihitung dengan nilai konus dari hasil sondir pada kedalaman tertentu sampai ditemukan tanah keras, dan diambil nilai JHP = 250 kg/cm. Perhitungan daya dukung tiang berdasarkan pada data CPT harus memperhitungkan tanah yang mengalami penetrasi konus sebagai berikut :

$$P_{\text{tiang 1 tiang}} = C_n \times \frac{A}{n_1} + JHP \times \frac{K}{n_2}$$

$$= 118,83 \times \frac{40 \times 40}{3} + 250 \times \frac{2(40 + 40)}{5}$$

$$= 71.376 \text{ kg} = 71,37 \text{ ton}$$

6.2 Kontrol Tegangan Maksimum Pancang Kelompok

Pada 1 tiang pancang kelompok tipe I beban yang bekerja berdasarkan jarak pancang ke sumbu netral :

$$P1 = \frac{314,62}{6} - \frac{39,24 \times 0,5}{1,5} + \frac{11,35 \times 0,5}{1,5} = 43,14 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{314,62}{6} + \frac{11,35 \times 0,5}{1,5} = 56,22 \text{ ton}$$

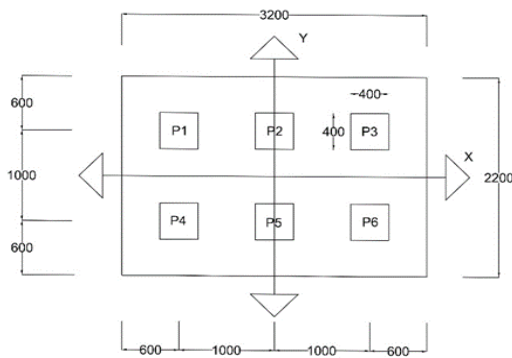
$$P3 = \frac{314,62}{6} + \frac{39,24 \times 0,5}{1,5} + \frac{11,35 \times 0,5}{1,5} = 69,3 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{314,62}{6} - \frac{39,24 \times 0,5}{1,5} - \frac{11,35 \times 0,5}{1,5} = 35,57 \text{ ton}$$

$$P5 = \frac{314,62}{6} - \frac{11,35 \times 0,5}{1,5} = 48,65 \text{ ton}$$

$$P6 = \frac{314,62}{6} + \frac{39,24 \times 0,5}{1,5} - \frac{11,35 \times 0,5}{1,5} = 61,73 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas :
 $P_{\text{max}} = P3 = 69,3 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 71,37 \text{ ton}$, maka dengan ini perencanaan kelompok tiang pancang tipe I terpenuhi.



Gambar 16. Denah Tiang Pancang Tipe I

Pada 1 tiang pancang kelompok tipe II beban yang bekerja berdasarkan jarak pancang ke sumbu netral :

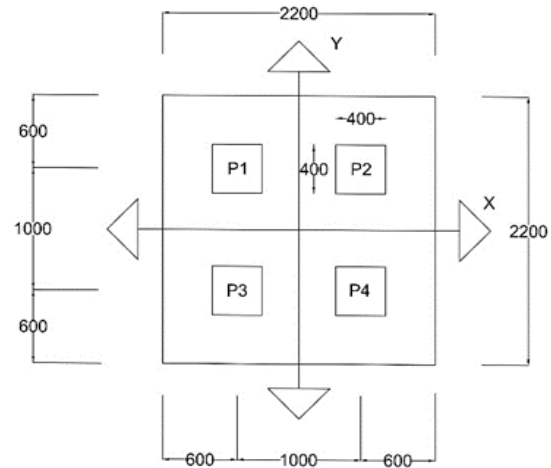
$$P1 = \frac{213,95}{4} - \frac{25,13 \times 0,50}{1,00} + \frac{10,20 \times 0,50}{1,00} = 46,02 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{213,95}{4} + \frac{25,13 \times 0,50}{1,00} + \frac{10,20 \times 0,50}{1,00} = 71,15 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{213,95}{4} - \frac{25,13 \times 0,50}{1,00} - \frac{10,20 \times 0,50}{1,00} = 35,82 \text{ ton}$$

$$P4 = \frac{213,95}{4} + \frac{25,13 \times 0,50}{1,00} - \frac{10,20 \times 0,50}{1,00} = 60,92 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas :
 $P_{\text{max}} = P2 = 71,15 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 71,37 \text{ ton}$, maka dengan ini perencanaan kelompok tiang pancang tipe II terpenuhi.



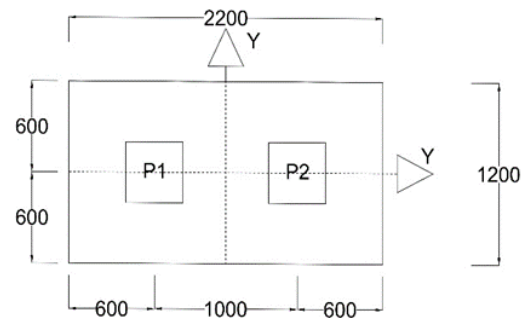
Gambar 17. Denah Tiang Pancang Tipe II

Pada 1 tiang pancang kelompok tipe III beban yang bekerja berdasarkan jarak pancang ke sumbu netral :

$$P1 = \frac{115,44}{2} - \frac{10,20 \times 0,50}{1,00} = 52,62 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{213,95}{2} + \frac{10,20 \times 0,50}{1,00} = 62,82 \text{ ton}$$

Dengan hasil perhitungan diatas :
 $P_{\text{max}} = P2 = 62,82 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 71,37 \text{ ton}$, maka dengan ini perencanaan kelompok tiang pancang tipe III terpenuhi.



Gambar 18. Denah Tiang Pancang Tipe III

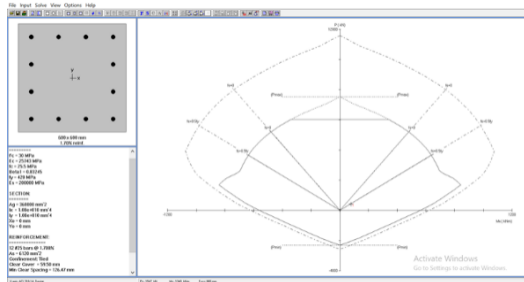
6.3 Perencanaan Sloof

Penulangan lentur pada sloof berdasarkan kondisi pembebanan yang diterima oleh sloof yaitu beban aksial dan lentur, sehingga perencanaan penulangan sloof seperti menghitung penulangan kolom.

$$Q_u = 1,4 D = 1,4 \times 1864 = 2.609,6 \text{ kg/m}$$

Momen yang bekerja pada sloof :

$$M_u = \frac{1}{12} \cdot q_u \cdot l^2 = \frac{1}{12} \cdot 2.609,6 \cdot 6^2 = 7828,8 \text{ kgm}$$



Gambar 19. Diagram Interaksi Sloof

Dari hasil PCA Column didapatkan pemakaian tulangan ulir berdiameter 25 mm sebanyak 12 buah dengan presentase rasio penulangan sebesar 1,70 % dan telah memenuhi persyaratan yang ditentukan dalam peraturan.

7. KESIMPULAN

Kontrol simpangan struktur gedung rusunawa AGA ini disimpulkan bahwa simpangan terbesar antar tingkatan yang terjadi pada lantai 10 sampai 1 yaitu 22,88 mm tidak melebihi 76,92 mm. Sehingga dapat dikatakan kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur bangunan bisa lebih kecil.

Pembangunan gedung rusunawa ini dapat menahan beban gempa yang terjadi, dan terpenuhi juga kontrol kolom kuat balok lemah, $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb} = 4923,07 \text{ kNm} \geq 1022,34 \text{ kNm}$, sesuai dengan pendetailan struktur gedung menurut SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4.1 sampai Pasal 18.6.4.6 .

UCAPAN TERIMAKASIH

Ucapan terima kasih disampaikan kepada semua pihak yang telah berperan dalam proses penyusunan perencanaan ini hingga selesai, terutama kepada Jurnal Axial yang telah memberikan kesempatan untuk mempublikasi paper ini.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2019. SNI 1726-2019. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan nongedung**. Badan Standardisasi, Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. SNI 2847-2019. **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung**. Badan Standardisasi. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. 2020. SNI 1727-2020. **Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur lain**. Badan Standardisasi. Jakarta.
- Cecep S, Lestari C. D. dan Wahyu T. 2008. **Karakterisasi sumber gempa**

Yogyakarta 2006 berdasarkan data GPS. Jurnal Geologi Indonesia.

- Fauzi Abdul dan Khatulistiwa Utari. 2020. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Gedung Apartemen Lyon di Kota Yogyakarta Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus**. Jurnal Axial Vol. 8. Surabaya : Universitas Wijaya Kusuma Surabaya.
- Honarto, R. J, Handono, B. D, & Pandaleke, R.E. 2019. **Perencanaan Bangunan Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus di Kota Manado**. Jurnal Sipil Statik.
- Machmoed S.P., Tawio, IGP Raka, 2021. **Performance of Square Reinforced Concrete Columns Confined with Innovative Confining System Under Axial Compression**, International Journal of Geomate, Vol.21, Issue 85, pp. 137-144.
- Nugroho, Sri Cahyadi. 2017. **Pusat Studi Gempa Bumi di Kabupaten Bantul, D.I Yogyakarta**. *Skripsi*. Yogyakarta Universitas Atma Jaya Yogyakarta.
- Purwanda, I., Yurisman, Y., dan Khadavi, K., 2020, **Desain Elemen Struktur Bangunan Apartemen Delapan Lantai dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK)**, *Abstract of Undergraduate Research, Faculty of Civil and Planning Engineering, Bung Hatta University*.
- Yuliana Maria S.E. dan Machmoed S.P. 2021. **Perencanaan Gedung Apartemen D'Rini 10 Lantai Dengan Struktur Beton Ringan BJ 1760 kg/M3 Bertulang Tahan Gempa Menggunakan SRPMK**. Jurnal Axial Vol. 9. Surabaya : Universitas Wijaya Kusuma Surabaya.
- Supartoyo. 2006. **Gempabumi Yogyakarta Tanggal 27 Mei 2006**, Buletin Berkala Merapi : Vol. 3, No. 2.
- Tiasmoro Hendra dan Machmoed S.P. 2021. **Perencanaan Gedung Apartemen Soedono 10 Lantai Dengan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Menggunakan SRPMK**. Jurnal Axial Vol. 9. Surabaya : Universitas Wijaya Kusuma Surabaya
- Wartono. R. S Rumiadi dan H. M. D. Rosidi. 1995. **Geologi Lembar Yogyakarta – Jawa (Geology Of The Yogyakarta Quadrangle – Jawa)**. Pusat Penelitian dan Pengembangan Geologi, Direktorat Jenderal Geologi dan Sumber Daya Mineral, Departemen Pertambangan dan Energi, Bandung..

**PERENCANAAN GEDUNG RUSUNAWA 10 LANTAI DI KOTA YOGYAKARTA
DENGAN STRUKTUR BETON BERTULANG MENGGUNAKAN SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)**
(Ganteng Brawijaya, Soerjandani Priantoro Machmoed)

Halaman ini sengaja dikosongkan

Halaman ini sengaja dikosongkan