

Perencanaan Struktur Gedung 18 Lantai di Kota Manado Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Daffa Rizky Ramadhan¹, Soerjandani Priantoro Machmoed^{*2}

^{1,2} Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya, Indonesia
Email: ¹daffarizkyram10@gmail.com, ²soerjandani@uwks.ac.id

*Penulis Korespondensi

Abstrak

Kota Manado merupakan kota yang terletak di daerah gempa tinggi dan termasuk di dalam kategori desain seismik D. Kondisi tanah pada tempat perencanaan, yaitu tanah keras sehingga berdasarkan kondisi tersebut dalam perencanaan gedung apartemen “Multiple Block Up” 18 lantai ini dibutuhkan suatu metode struktur tahan gempa. Perencanaan ini dilakukan dengan tujuan membuat struktur apartemen yang tahan gempa pada daerah gempa tinggi dengan menganalisis struktur. Pada perencanaan ini menggunakan metode sistem rangka gedung, yaitu dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sistem ini didesain agar terhindar dari terjadinya keruntuhan struktur saat gempa terjadi. Oleh karena itu, sistem SRPMK digunakan agar struktur gedung didesain memenuhi syarat *Strong Column Weak Beam*. Dalam menganalisis struktur digunakan program struktur untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja dan selanjutnya dilakukan perhitungan secara manual berdasarkan peraturan-peraturan yang digunakan. Adapun peraturan-peraturan standar Indonesia yang digunakan pada perencanaan ini, yaitu SNI 2847-2019, SNI 1726-2019, dan SNI 1727-2020. Setelah dilakukan perhitungan, didapatkan struktur tahan gempa. Hal ini dapat dibuktikan dengan rata-rata simpangan antar lantai, yaitu sebesar 20 mm dengan simpangan ijin yang terjadi adalah 76 mm sehingga telah memenuhi, *Strong Column Weak Beam* dengan $\sum M_{nc} = 1101,54 \text{ kNm} \geq 1,2 \sum M_{nb} = 619,35 \text{ kNm}$ memenuhi dan HBK pada 4 balok dihasilkan $V_n = 5.657,25 \text{ kN} > V_{x-x} = 845,54 \text{ kN}$, sedangkan untuk HBK pada 3 atau 2 balok dihasilkan $V_n = 3.993,35 \text{ kN} > V_{x-x} = 507,59 \text{ kN}$ sehingga HBK telah memenuhi persyaratan SNI.

Kata kunci: gedung tahan gempa, perencanaan gedung, sistem rangka pemikul momen khusus, strong column weak beam

Abstract

The city of Manado is in a high seismic zone and falls under seismic design category D. The soil conditions at the planning site consist of hard soil, which necessitates the use of an earthquake-resistant structural method for the design of the 18-story “Multiple Block Up” apartment building. This plan aims to create an earthquake-resistant apartment structure in a high seismic area by analyzing the building’s structural performance. In this design, the building frame system method is applied using the Special Moment Resisting Frame System (SMRFS). This system is designed to prevent structural failure during earthquakes. Therefore, the SMRFS is implemented to ensure that the building structure complies with the Strong Column-Weak Beam criteria. Structural analysis is conducted using structural engineering software to determine internal forces, followed by manual calculations based on applicable regulations. The Indonesian standards used in this design include SNI 2847-2019, SNI 1726-2019, and SNI 1727-2020. After performing calculations, the structure was confirmed to be earthquake resistant. This is evidenced by the average inter-story drift of 20 mm, which is within the permissible drift limit of 76 mm. Additionally, the Strong Column-Weak Beam criterion is satisfied with $\sum M_{nc} = 1101.54 \text{ kNm} \geq 1.2 \sum M_{nb} = 619.35 \text{ kNm}$. The beam shear strength (HBK) for four beams resulted in $V_n = 5,657.25 \text{ kN} > V_{x-x} = 845.54 \text{ kN}$, while for three or two beams, $V_n = 3,993.35 \text{ kN} > V_{x-x} = 507.59 \text{ kN}$, ensuring compliance with SNI requirements.

Keywords: building planning, earthquake-resistant building, special moment-resisting frame system, strong column weak beam

I. PENDAHULUAN

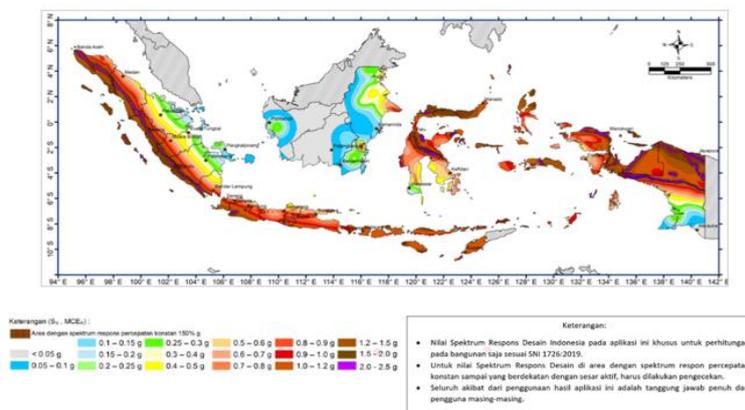
Seiring dengan berkembangnya zaman, kebutuhan akan tempat tinggal menjadi semakin tinggi. Hal ini terjadi, disebabkan karena tingginya angka penduduk di Indonesia yang membuat kegiatan pembangunan, seperti kos-kosan, perumahan, sangat gencar dilakukan demi untuk memenuhi kebutuhan akan tempat tinggal. Hal ini, jika dilakukan terus menerus dapat menyebabkan ketersediaan lahan kosong

menjadi semakin menipis. Oleh karena itu, dibutuhkan sebuah inovasi pada teknologi konstruksi, yaitu dengan membangun gedung bertingkat. Salah satu contoh inovasi, yaitu gedung baik Apartemen maupun rumah susun. Gedung bertingkat merupakan hasil inovasi teknologi konstruksi yang berwujud fisik berupa struktur bangunan yang dirancang oleh manusia, terdiri dari struktur bawah hingga struktur atas berupa pondasi, balok, kolom, pelat sampai *rooftop*. Hal fisik ini bisa berdiri pada suatu tempat dengan kokoh dan permanen [1]. Bangunan dapat dianggap kokoh jika strukturnya mengalami perubahan bentuk (deformasi) yang lebih kecil [2].

Dikarenakan letak geografis dan geologisnya, Indonesia adalah negara yang sering terjadi gempa bumi. Indonesia terletak di antara tiga lempeng, Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pasifik. Adapun juga, di antara dua samudera, yaitu Samudera Hindia dan Samudera Pasifik, apabila ketiga lempeng tersebut beraktivitas dapat menyebabkan gempa lempeng bumi atau gempa tektonik. Selain itu, Indonesia sering dilanda gempa bumi karena diapit oleh cincin api pasifik atau wilayah yang rawan gunung berapi. Manado adalah kota di Provinsi Sulawesi Utara yang sangat rentan terhadap gempa bumi. Manado berada di antara tiga lempeng dan enam patahan aktif. Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, dan Lempeng Pasifik adalah ketiga lempeng ini. Kota Manado berada di Zona Gempa Tinggi di Indonesia, dari kategori rendah hingga tinggi. Indonesia dengan tingkat rawan gempa yang tinggi memiliki banyak jenis metode atau sistem struktur untuk menahan gaya gempa.

Terdapat tiga jenis sistem struktur tahan gempa yang digunakan di Indonesia. Yang pertama adalah sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB), yang digunakan untuk merencanakan gedung di daerah gempa rendah, yang kedua adalah sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM), yang digunakan untuk merencanakan gedung di daerah gempa sedang, dan yang terakhir adalah sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) [3]. Dalam wilayah dengan intensitas gempa yang tinggi, sistem ini digunakan untuk merencanakan struktur gedung. Karena kondisi kegempaan yang tinggi di Kota Manado, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) digunakan untuk tugas akhir ini. Sistem ini membuat bangunan memiliki tingkat daktilitas yang tinggi sehingga bangunan dapat menahan siklus respon inelastis ketika dilanda gempa. Konsep sistem ini terdiri dari tiga komponen: gaya lateral gempa memengaruhi struktur dengan kolom balok lemah, kerusakan tersebar sepanjang ketinggian bangunan bergantung pada simpangan antar lantai, dan distribusi lateral *story drift*. Dengan konsep perencanaan ini diharapkan struktur akan memberikan respon inelastis terhadap beban gempa kuat yang bekerja pada struktur dan mampu menjamin mekanisme sendi plastis pada elemen-elemen struktur sehingga struktur tetap berdiri walaupun sudah berada diambang keruntuhan [4].

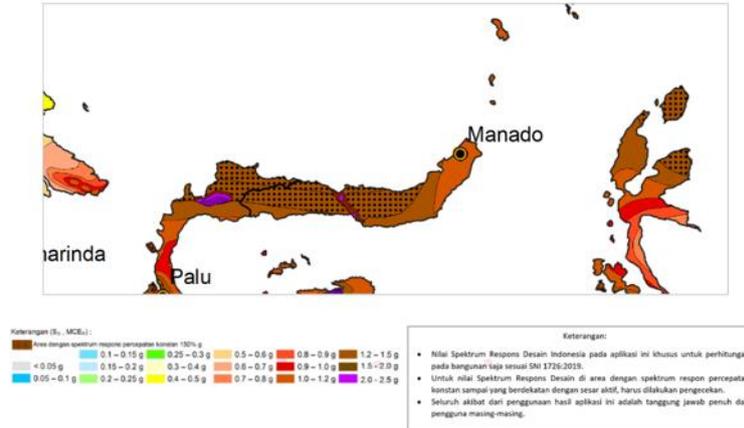
Penentuan tingkatan daerah gempa di Indonesia dapat ditinjau melalui peta kegempaan Indonesia. Pada **Gambar 1** dan **Gambar 2** tentang Peta Persebaran Wilayah Kegempaan di Indonesia pada tahun 2019 khususnya Kota Manado. Ketika ditinjau pada percepatan S_s1 , MCER, Kota Manado berwarna coklat sedikit muda dengan indikator angkanya 1.0 – 1,2 gravitasi. Hal ini dapat ditarik kesimpulan bahwa Kota Manado terletak pada daerah gempa tinggi.



Gambar 1. Peta Gempa Indonesia 1726-2019

Meninjau dari pendahuluan didapat sebuah permasalahan yang dapat diambil sehingga muncul rumusan-rumusan masalah seperti apakah simpangan antar lantai pada perencanaan Gedung Apartemen “Multiple Block Up” 18 lantai di Kota Manado dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus memenuhi SNI 1726-2019 [5]. Lalu apakah prinsip SRPMK, *Strong Column Weak Beam* pada

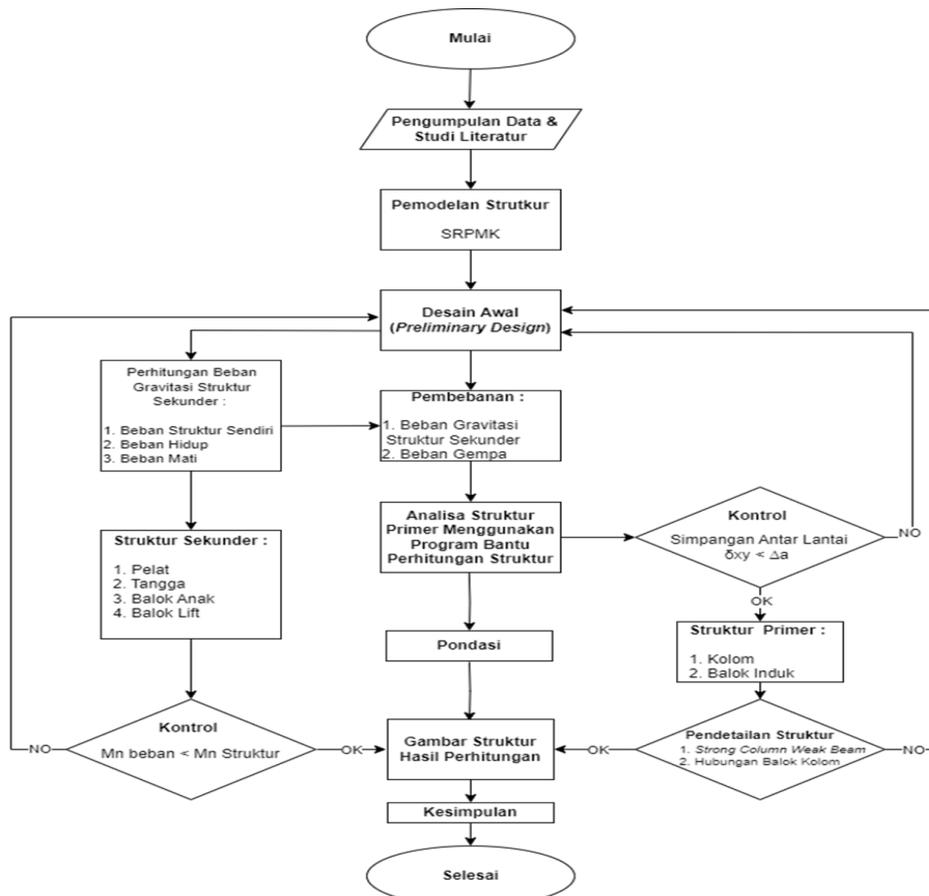
perencanaan Gedung Apartemen “Multiple Block Up” 18 lantai di Kota Manado dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus memenuhi SNI 2847-2019 [6]. Serta apakah prinsip SRPMK, Hubungan Balok Kolom pada perencanaan Gedung Apartemen “Multiple Block Up” 18 lantai di Kota Manado dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus memenuhi SNI 2847-2019.



Gambar 2. Peta MCEr (Ss) Wilayah Sulawesi Utara

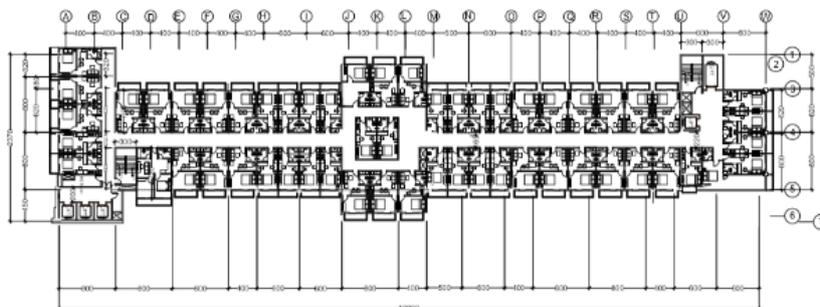
II. METODE PENELITIAN

Metodologi penelitian pada perencanaan ini menggunakan metode kuantitatif dengan data sekunder. Adapun diagram alir perancangan gedung 18 lantai yang tahan gempa di Manado disajikan pada Gambar 3.



Gambar 3. Diagram alir perancangan gedung 18 lantai

1. Pengumpulan Data dan Studi Literatur: Pengumpulan dapat berupa data gambar, data tanah, referensi, buku yang terkait, dan peraturan-peraturan yang akan digunakan. Adapun data perencanaan yang digunakan, yaitu :
 - Nama Gedung :Multiple Block Up
 - Fungsi :Tempat Hunian
 - Lokasi :Kota Manado
 - Tinggi Gedung :72 meter
 - Jumlah Lantai :18 lantai
 - Elevasi per-lantai :4 meter
 - Panjang Gedung :100 meter
 - Luas :2400 m²
 - Struktur :Beton Bertulang
 - Mutu Beton ($f'c$) :35 MPa
 - Mutu Baja (f_y) :420 MPa
 - Struktur Pondasi :Tiang Pancang
2. Pemodelan Struktur: dilakukan pengolahan data-data dan disesuaikan dengan peraturan SNI. Sehingga didapatkan SRPMK.
3. *Preliminary Design*: Proses menentukan dimensi dan spesifikasi awal.
4. Pembebanan: Pembebanan pada gedung ini digunakan standar SNI 1727-2020 [7].
5. Analisa Struktur: Digunakan aplikasi program bantu struktur untuk mendapatkan gaya-gaya dalam struktur.
6. Kontrol: Pada proses ini dilakukan kontrol terhadap prinsip-prinsip SRPMK.
7. Gambar/*Detailing* Struktur: Pada Pada tahap ini, yaitu mendesain dan menggambar struktur sesuai dengan hasil perhitungan.
8. Pondasi: Pada perencanaan pondasi digunakan data tanah berupa tes sondir dan tes SPT serta dilakukan pengontrolan pada tiang pancang dan *pile cap*.
9. Gambar Denah: Adapun gambar denah pada perencanaan struktur apartemen ini seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 4**.
10. Tinjauan Tonjolan Bangunan: Pengecekan tonjolan bangunan dilakukan berdasarkan SNI 1726-2019.
11. Kesimpulan: Penarikan kesimpulan berdasar atas dan harus menjawab rumusan-rumusan masalah.



Gambar 4. Denah Apartemen "Multiple Block Up"

III. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab ini berisi pembahasan-pembahasan pada perhitungan struktur sekunder, struktur primer, dan pondasi serta berisikan gambar-gambar perencanaannya.

3.1. *Preliminary Design*

Perencanaan awal atau *Preliminary Design* adalah tahap pertama dalam perencanaan dimensi struktur. Tahap ini melibatkan tahap memperkirakan jenis material, mutu material, dan dimensi struktur yang akan digunakan untuk membentuk struktur pada tingkat awal. Setelah tahap ini selesai, perencanaan awal beban dilakukan lalu data dari tahap perencanaan awal dimasukkan ke dalam program analisis struktur, yang menghasilkan gaya dalam [8]. *Preliminary Design* pada perencanaan gedung ini, yaitu :

Balok induk : 40 x 60 cm
Kolom : 75 x 75 cm

Balok anak atap	: 20 x 30	cm
Balok anak lantai	: 20 x 30	cm
Plat atap	: 12	cm
Plat lantai	: 12	cm
Mutu beton ($f'c$)	: 35	MPa
Mutu baja (f_y)	: 420	MPa
Dimensi Pondasi	: 40 x 40	cm

3.2. Struktur Sekunder

Struktur sekunder merupakan struktur pendukung untuk struktur primer. Oleh karena itu, perhitungan dan perlakuan struktur sekunder berbeda dengan struktur primer. Struktur sekunder terdiri dari berbagai macam pelat, seperti pelat lantai, pelat tangga, dan pelat atap, serta balok anak dan dirancang hanya untuk menerima beban lentur dan tidak dirancang untuk menahan beban gempa [9].

3.2.1. Perencanaan Pelat

Pada perencanaan ini direncanakan pelat, terdapat dua jenis pelat, yaitu pelat lantai dan pelat atap dengan tipe pelat disesuaikan dengan luasan pelat. Untuk menentukan tebal pelat digunakan perhitungan pelat sesuai dengan PBI 1971 sehingga dihasilkan momen pelat. Oleh karena itu, dihasilkan pelat atap dengan ketebalan 12 cm dengan tulangan arah x ϕ 10-350 mm ($224,3 \text{ mm}^2$) dan tulangan arah y ϕ 10-350 mm ($224,3 \text{ mm}^2$), sedangkan pelat lantai dengan ketebalan 12 cm dengan tulangan arah x ϕ 10-250 mm (314 mm^2) dan tulangan arah y ϕ 10-250 mm (314 mm^2).

3.2.2. Perencanaan Tangga

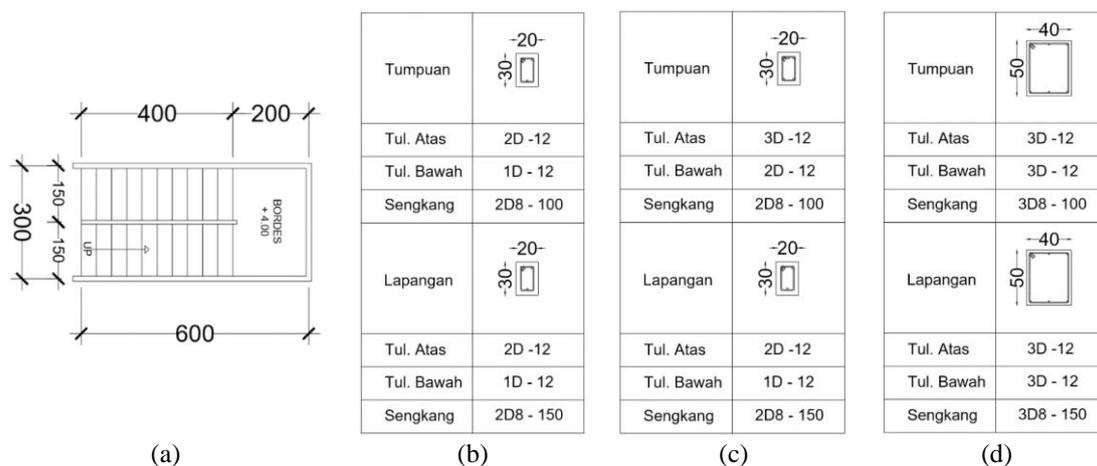
Tangga direncanakan dengan tinggi 4 meter, tinggi bordes 2 meter, dengan tinggi anak tangga 20 cm dan lebar injakan anak tangga 40 cm. Penggambaran denah tangga dapat dilihat pada **Gambar 5a**. Didapatkan *output* analisa struktur tangga, yaitu sebesar 1.111,76 kgm pada bordes tangga, sehingga dihasilkan penulangan pada bordes tangga, yaitu tulangan arah x D13-350 mm ($331,7 \text{ mm}^2$) dan tulangan arah y D13-350 mm ($426,6 \text{ mm}^2$), sedangkan untuk pelat miring tangga, yaitu dihasilkan gaya dalam sebesar 1.748,31 kgm sehingga dihasilkan penulangan pada bordes tangga, yaitu tulangan arah x D13-200 mm ($570,3 \text{ mm}^2$) dan tulangan arah y D13-150 mm ($884,4 \text{ mm}^2$).

3.2.3. Perencanaan Balok Anak

Spesifikasi yang digunakan pada perencanaan balok anak, yaitu dengan $f'c$ 35 Mpa, f_y 420 Mpa dan dimensi balok anak 20 x 30 cm. Perhitungan analisis struktur dilakukan dengan aplikasi perhitungan struktur, dan hasilnya adalah pada **Gambar 5 b dan c**.

3.2.4. Perencanaan Balok Lift

Balok lift dirancang dengan dimensi 40 x 50 cm dan mutu beton ($f'c$) 35 MPa dan mutu baja (f_y) 420 MPa, detail balok lift, yaitu seperti pada **Gambar 5d**.



Gambar 5. (a) Denah tangga dan Detail Balok (a) anak, (b) anak lantai, serta (c) lift

3.3. Beban Gempa

Dalam perencanaan beban gempa diperlukan faktor-faktor gempa, salah satunya, yaitu faktor amplifikasi seismik, yang terdiri dari faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a), diperlukan untuk mengukur respons spektra percepatan gempa MCER di permukaan tanah

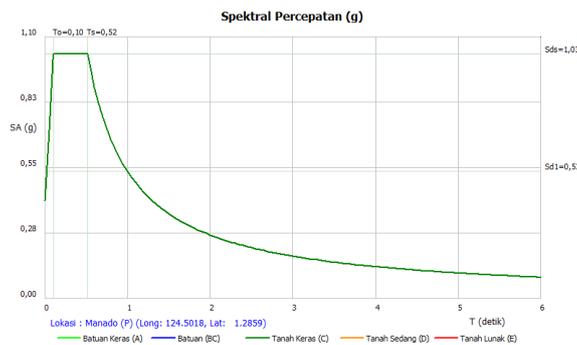
untuk menentukan beban gempa [10]. Setelah data diproses, diketahui bahwa pembebanan gempa jenis Gempa Dinamis digunakan, yang berarti sumbernya adalah Respon Spektra Kota Manado.

Penentuan jenis tanah ini dengan mempertimbangkan nilai N-SPT atau nilai N rata-rata dapat disimpulkan bahwa lokasi proyek dikategorikan tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak (SC). Dibuktikan pada **Tabel 1** dengan Nilai N SPT rata-rata 60, ($N > 50$). Karena nilai $N = 54,19 > 50$ didapat tanah padat (SC) sesuai dengan (SNI 1726-2019). Oleh karena itu, didapatkan respon spektra yang berasal dari puskim.go.id pada **Gambar 6**.

$$\dot{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n ni} = \frac{56}{1,03} = 54,19 \quad (N - SPT > 50) \quad [1]$$

Tabel 1. Data Tanah Kota Manado

No	Depth (m)	Soil Description	T (m)	N (SPT)	Value SPT
1	2	Lanau Kepasiran	2	15	0,13
2	4	Pasir Kelanauan	4	60	0,07
3	6	Pasir Kelanauan	6	60	0,10
4	8	Pasir Kelanauan	8	60	0,13
5	10	Pasir Kelanauan	10	60	0,17
6	12	Lanau Kepasiran Kelempungan	12	60	0,20
7	14	Lanau Kepasiran Kelempungan	14	60	0,23
Σ			56		1,03



Gambar 6. Grafik Respon Spektra Kota Manado (SC)

Periode Fundamental Struktur (T) tidak diperbolehkan melebihi batas koefisien (C_u) dan Periode Fundamental Pendekatan (T_a). Maka untuk menentukan T_a menggunakan persamaan berikut.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad [2]$$

Keterangan :

$$C_t = 0,0466$$

$$X = 0,9$$

$$h_n = 72 \text{ meter}$$

$$T_a = C_t \cdot h_n^x = 0,0466 \cdot 72^{0,9} = 2,18 \text{ detik}$$

$$S_{D1} = 0,5335 \text{ (didapatkan } C_u = 1,4 \text{) (SNI 1726 - 2019 tabel 17 hal 72) maka :}$$

$$T_a = 2,18 > C_u = 1,4 \text{ (Beban Gempa Dinamis)}$$

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

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i^k}{\sum W \cdot Z^k} \cdot V \quad [3]$$

Keterangan :

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 = $T_a \geq 2,5$ maka menggunakan 2

3.4. Berat Bangunan

Beban gravitasi yang membebani struktur primer dapat berupa beban hidup, beban mati, dan beban hujan yang bekerja pada setiap lantai (Andika Firmansyah, 2019). Beban gravitasi setiap lantai dapat dilihat pada perhitungan $W_{Total} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9 + W_{10} + W_{11} + W_{12} + W_{13} + W_{14} + W_{15} + W_{16} + W_{17} + W_{18} = 35.384.950$ kg. Perhitungan beban gempa antar lantai (statik ekuivalen) dilakukan hanya untuk kontrol. Distribusi beban gempa per-lantai dapat dilihat pada **Tabel 2**.

Tabel 2. Distribusi Beban Gempa

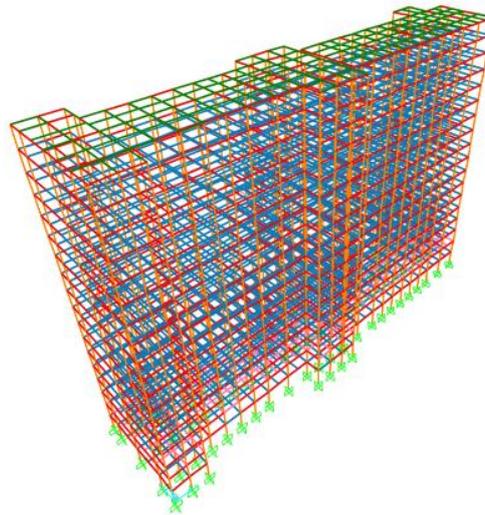
Lantai	Beban Geser	Tinggi Lantai (m)	Berat (kg)	k	$W_i Z^k$	F_i
18	703794	72	1268927	2	6578117568	72120
17	703794	68	2017758	2	9330112992	102292
16	703794	64	2017758	2	8264736768	90612
15	703794	60	2017758	2	7263928800	79639
14	703794	56	2017758	2	6327689088	69375
13	703794	52	2017758	2	5456017632	59818
12	703794	48	2017758	2	4648914432	50969
11	703794	44	2017758	2	3906379488	42828
10	703794	40	2017758	2	3228412800	35395
9	703794	36	2017758	2	2615014368	28670
8	703794	32	2017758	2	2066184192	22653
7	703794	28	2017758	2	1581922272	17344
6	703794	24	2017758	2	1162228608	12742
5	703794	20	2017758	2	807103200	8849
4	703794	16	2017758	2	516546048	5663
3	703794	12	2017758	2	290557152	3186
2	703794	8	1831895	2	117241280	1285
1	703794	4	2017758	2	32284128	354
$\Sigma W_i Z^k$					64193390816	

Tabel 3. Simpangan Antar Lantai

Lantai	Hsx (mm)	dx (mm)	d (mm)	Δx (mm)	Δy (mm)	Δa Ijin (mm)	Kontrol X	Kontrol Y
18	4000	33	33	8	8	77	OKE	OKE
17	4000	32	32	8	8	77	OKE	OKE
16	4000	30	30	9	9	77	OKE	OKE
15	4000	29	29	10	10	77	OKE	OKE
14	4000	27	27	10	10	77	OKE	OKE
13	4000	25	25	11	11	77	OKE	OKE
12	4000	23	23	11	11	77	OKE	OKE
11	4000	21	21	11	11	77	OKE	OKE
10	4000	19	19	12	12	77	OKE	OKE
9	4000	17	17	12	12	77	OKE	OKE
8	4000	15	15	12	12	77	OKE	OKE
7	4000	13	13	11	11	77	OKE	OKE
6	4000	11	11	11	11	77	OKE	OKE
5	4000	9	9	11	11	77	OKE	OKE
4	4000	7	7	10	10	77	OKE	OKE
3	4000	5	5	10	10	77	OKE	OKE
2	4000	3	3	9	9	77	OKE	OKE
1	4000	1	1	8	8	77	OKE	OKE
Pondasi	0	0	0	0	0	0	OKE	OKE

3.5. Simpangan Antar Lantai

Dalam merencanakan struktur gedung tahan gempa, harus memperhatikan syarat simpangan antar lantai dengan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δa). Didapatkan dari hasil simpangan antar lantai dari *output* perhitungan aplikasi struktur ditampilkan pada **Tabel 3** [11]. Adapun pemodelan struktur pada gedung apartemen ini, yaitu dengan menggunakan SAP 2000, seperti pada **Gambar 10**.



Gambar 7. Permodelan 3D Apartemen

3.6. Struktur Primer

Struktur primer merupakan bagian dari struktur yang sangat diutamakan pada seluruh perencanaan bangunan. Struktur primer tersebut terdiri dari Balok Induk dan Kolom. Struktur primer ini didesain mampu menahan gaya gempa dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus [12]. Perencanaan struktur primer ini dianalisis dengan menggunakan program bantu perhitungan struktur dengan berpedoman pada SNI 1726-2019, SNI 2847-2019 dan SNI 1727-2020.

3.6.1. Perencanaan Balok Induk

Perencanaan balok pada muka kolom, kuat lentur positif tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya dan kuat lentur (M_n) harus lebih besar dari momen ultimitnya (M_u), sedangkan untuk merencanakan kuat geser balok berdasarkan *moment probable* (M_{pr}) [13]. Adapun hasil momen terbesar balok induk berdasarkan *output* analisa struktur, yaitu ditunjukkan pada **Tabel 4**. Setelah didapatkan gaya dalam dilakukan perhitungan penulangan. Dihasilkan penulangan untuk tulangan utama, torsi, dan geser. Adapun detail tulangan pada balok induk, yaitu seperti **Gambar 11**.

Tabel 4. Momen Terbesar Balok Induk

Lokasi	Kombinasi	Mu (kgm)
Ujung Kiri	Comb 14	-11.220,16
Tengah	Comb 14	9.342,51
Ujung Kanan	Comb 13	-11.220,16

3.6.2. Perencanaan Kolom

Pada perencanaan apartemen ini digunakan kolom dengan ukuran 75 x 75 cm, dengan tinggi elevasi antar lantai 4 meter dengan bentang terjauh 6 meter dan menggunakan tulangan utama D29 dan tulangan geser D14.

1) Kolom Sway atau Non Sway

$$\begin{aligned} P_u &= 266.123,23 \text{ kg} = 2.661.230 \text{ N} \\ V_u &= 6.000,17 \text{ kg} = 60.017 \text{ N} \\ M_2 &= 1.950,95 \text{ kg} = 19.509 \text{ N} \\ M_1 &= 477,01 \text{ kg} = 4.770 \text{ N} \\ \Delta o &= 1,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Q = \frac{P_u \times \Delta o}{V_u \times L_c} < 0,05$$

$$Q = \frac{2.661.230 \times 1,41}{60.001,7 \times 4000} = 0,015 < 0,05 \text{ (Maka termasuk kolom Non-Sway)}$$

2) Koefisien Perletakan

Pada kolom :

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

$$E_c = 4700 \times \sqrt{35} = 27805,57 \text{ Nmm}^2$$

Pada balok :

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

$$E_c = 4700 \times \sqrt{35} = 27805,57 \text{ Nmm}^2$$

Menentukan panjang tekuk dari kolom menggunakan nomogram panjang efektif kolom atas.

$$\Psi A = \frac{\frac{26.367.187.500}{4000}}{\frac{7.200.000.000}{6200}} + \frac{\frac{26.367.187.500}{4000}}{\frac{7.200.000.000}{6200}} = 5,67$$

kolom bawah :

$$\Psi B = 1,0 \text{ (jepit)}$$

$$K = 0,85 \leq 1,0$$

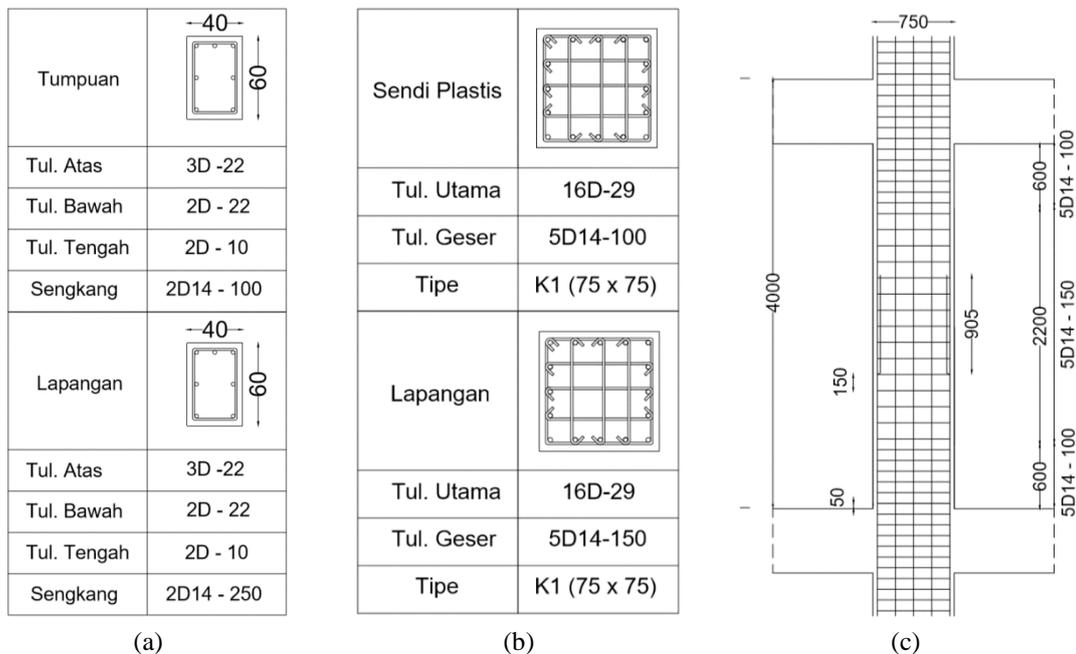
3) Kelangsingan Kolom

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

$$\frac{0,85 \times 4000}{(0,6 \times 750)} \leq 34 - 12 \left(\frac{4.770,1}{19.509,5} \right)$$

$$7,5 \leq 31,06 \text{ Tidak dilakukan pengecekan kelangsingan kolom}$$

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



Gambar 8. Detail Tulangan (a) Balok Induk, (b) kolom, dan (c) penulangan kolom

3.7. Strong Column Weak Beam

Sesuai dengan filosofi *Capacity Design*, pada pasal 18.7.3.2 diisyaratkan $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$. Perlu diperhatikan bahwa M_{nc} harus dicari gaya aksial terfaktor dengan kombinasi beban lentur kuat terendah yang konsisten dengan arah gempa yang akan ditinjau. Dengan demikian, hanya kombinasi beban gempa yang digunakan untuk memeriksa syarat kolom kuat balok lemah. Berdasarkan hasil perhitungan di atas, dengan memperhitungkan prinsip SCWB $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$. Kolom **memenuhi** persyaratan SCWB dengan $\sum M_{nc} = 1101,54 \geq \sum M_{nb} = 619,35$. Setelah itu dilakukan desain dan pendetailan struktur pada kolom, yaitu seperti **Gambar 8b** dan **Gambar 8c**.

3.7. Hubungan Balok Kolom

Dua mekanisme berfungsi untuk menentukan kekuatan geser joint kolom balok. Pertama, strat diagonal dibentuk oleh beban tekan lentur yang bekerja pada keempat komponen struktur yang berdekatan

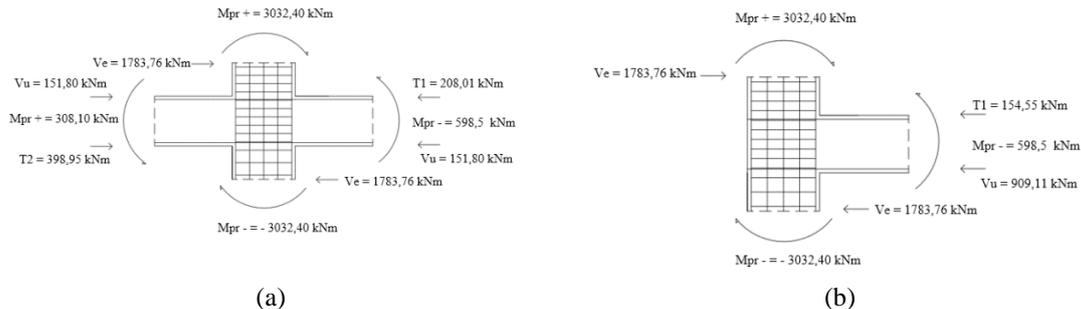
secara bersama-sama. Kedua, untuk mengimbangi gaya lekat yang harus disalurkan oleh tulangan balok dan kolom, setelah retak diagonal, strat diagonal akan memikul tegangan tekan [14].

1) HBK terkekang empat balok

Gaya geser yang terjadi pada HBK kolom K1 dan 4 balok BI yang mengekang kolom yaitu $T1 + T2 - Vu$, yang dimana $T1$ dan $T2$ didapat dari tulangan tarik dan tekan pada balok – balok yang menyatu pada HBK. Gaya-gaya pada HBK Terkekang 4 Balok dapat dilihat pada **Gambar 15**.

2) HBK terkekang tiga atau dua balok

Gaya geser yang terjadi pada HBK kolom K1 dan 3 balok BI yang mengekang kolom yaitu $T1 - Vu$, dimana $T1$ didapat dari tulangan tarik dan tekan pada balok – balok yang menyatu pada HBK. Gaya-gaya pada HBK Terkekang 4 Balok dapat dilihat pada **Gambar 16**.



Gambar 9. HBK Terkekang (a) 4 Balok dan (b) 2 atau 3 Balok

3.8. Pondasi

Dalam perencanaan sebuah konstruksi, setelah merencanakan struktur atas perlu dilakukan perencanaan struktur bawah. Struktur bawah atau pondasi yang digunakan pada perencanaan “Apartemen Multiple Block Up” ini menggunakan pondasi tiang pancang dan *Pile Cap* dengan bahan utama struktur beton bertulang. Perhitungan pondasi didasari perhitungan struktur atas sebelumnya, sehingga perhitungan struktur atas harus benar agar struktur bawah direncanakan dengan baik sehingga gedung bisa berdiri dengan kokoh.

3.7.1. Daya Dukung Pondasi

Daya dukung pondasi dihitung dengan menghitung nilai konus dari hasil sondir pada kedalaman tertentu sampai tanah keras ditemukan sehingga meninjau data tanah, diambil nilai $JHP = 414 \text{ kg/cm}$

$$Cn \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2} \quad [4]$$

Berdasarkan data sondir yang ada, didapat dan digunakan nilai konus sebagai berikut :

$$C8D = \frac{20+20+10+10+30+40+50+25+20+10+12+10+30+80+130}{15} = 33,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$C4D = \frac{285 + 220 + 210 + 200}{4} = 227,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Didapat nilai } Cn \text{ rata-rata ujung} = \frac{C \cdot 8D + C \cdot 4D}{2} = \frac{33,13 + 227,5}{2} = 130,316 \text{ kg/cm}^2$$

Menghitung P tiang menurut Meyerhof adalah sebagai berikut :

$$P_{\text{tiang untuk 1 tiang}} = Cn \times \frac{A}{N1} + JHP \times \frac{K}{N2} \quad [5]$$

$$P_{\text{tiang untuk 1 tiang}} = 130 \times \frac{1600}{3} + 414 \times \frac{160}{5} = 91,20 \text{ ton}$$

3.7.2. Kontrol Tegangan Maksimum Pancang Kelompok

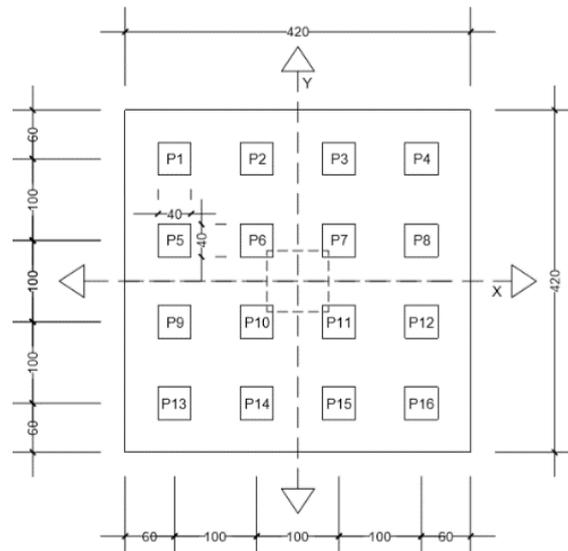
Beban yang bekerja pada satu tiang pancang kelompok tipe I didasarkan pada jarak pancang ke sumbu netral:

$$P_{\text{max}} = \frac{1418}{16} \pm \frac{9,5 \cdot 1}{20} \pm \frac{5,2 \cdot 1,5}{20} = 89,54 \text{ ton} \leq 91,20 \text{ ton (OK)}$$

Perhitungan kontrol tegangan maksimum pancang dapat dilihat di **Tabel 5**. Berdasarkan perhitungan, dapat disimpulkan tiang pancang dapat digunakan. Adapun gambar denah pancang yang ditinjau, yaitu pada **Gambar 10**.

Tabel 5. Perhitungan Pmaks Tiang Pancang Pondasi

No T.Pancang	ΣP (ton)	M_x (ton)	M_y (ton)	P1 tiang (ton)
1	1418,77	9,57	5,23	88,59
2	1418,77	9,57	5,23	88,59
3	1418,77	9,57	5,23	89,54
4	1418,77	9,57	5,23	89,54
5	1418,77	9,57	5,23	88,59
6	1418,77	9,57	5,23	88,59
7	1418,77	9,57	5,23	89,54
8	1418,77	9,57	5,23	89,54
9	1418,77	9,57	5,23	87,80
10	1418,77	9,57	5,23	87,80
11	1418,77	9,57	5,23	88,76
12	1418,77	9,57	5,23	88,76
13	1418,77	9,57	5,23	87,80
14	1418,77	9,57	5,23	87,80
15	1418,77	9,57	5,23	88,76
16	1418,77	9,57	5,23	88,76
			ΣP (ton)	1418,77



Gambar 10. Denah Kelompok Tiang Pancang

3.9. Pile Cap

Berdasarkan perhitungan beban pada titik pondasi ini digunakan *pile cap* dengan data-data perencanaan seperti di bawah ini :

Dimensi pilecap	= 420 x 420	cm
Tebal pilecap	= 200	cm
Dimensi kolom	= 75 x 75	cm
Mutu beton (f_c')	= 35	MPa
Mutu baja (f_y)	= 420	MPa
Diameter tulangan utama	= 36	mm
Selimit beton	= 75	mm
Tinggi efektif (d_x)	= $2000 - 75 - \frac{1}{2} \times 36$	= 1907 mm
Tinggi efektif (d_y)	= $2000 - 75 - 5 - \frac{1}{2} \times 36$	= 1902 mm

Didapatkan tulangan *pile cap* arah x dipakai tulangan 40D36 ($A_s = 40.680 \text{ mm}^2$) dengan jarak antar tulangan (s) = 100 mm, sedangkan untuk tulangan arah y dipakai tulangan 40D36 ($A_s = 40.680 \text{ mm}^2$) dengan jarak antar tulangan (s) = 100 mm.

3.10. Sloof

Perhitungan *Sloof* menggunakan dari beban aksial perencanaan pondasi, perhitungan dan perlakuan *sloof* dilakukan seperti kolom.

$Q_{ultimate} : 1,4 qD = 1,4 \times 2.176 = 3.046,4 \text{ kg/m}$

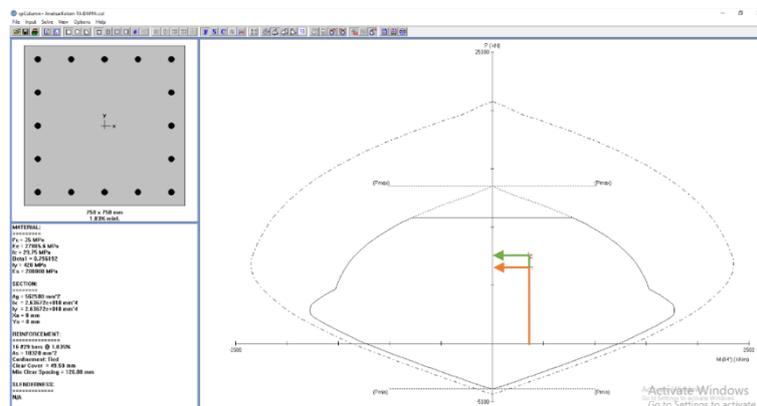
Momen yang bekerja pada sloof :

$$Mu = \frac{1}{12} \times Qu \times l^2 = \frac{1}{12} \times 3.046,4 \times 6^2 = 9139,2 \text{ kNm}$$

Nilai Q_u dan M_u di-input ke dalam program PCA Column dapat dilihat pada **Tabel 6**, untuk mengetahui jumlah tulangan dan rasio. Hasil dari PCA Column sesuai dengan **Gambar 11**. Berdasarkan analisis didapatkan pemakaian tulangan ulir berdiameter 25 mm sebanyak 16 buah, dengan presentase rasio penulangan sebesar 1,67 % maka dengan desain tulangan tersebut telah memenuhi syarat. Sehingga digunakan tulangan *sloof* dengan tulangan utama D25 sebanyak 16 dan tulangan geser ϕ 12.

Tabel 6. Input PCA Column analisis *sloof*

No	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	Mnx kNm	Mny kNm	Mn/Mu kNm	Na Depth mm	dt Depth mm
1	6571	40	362	156	1414	3907	566	781
2	7622	0.9	351	146	1319	3760	630	777



Gambar 11. Analisis PCA Column untuk *Sloof*

IV. KESIMPULAN

Kesimpulan yang dapat ditarik pada tugas akhir “Perencanaan struktur Gedung Apartemen ‘Multiple Block Up’ 18 lantai di Kota Manado”, antara lain dihasilkan kontrol Simpangan rata-rata 20 mm dengan simpangan izin sebesar 76 mm. Oleh karena itu, perencanaan struktur gedung ini dapat dikatakan struktur penahan gempa sehingga terjadinya keruntuhan bangunan lebih kecil. Pendetailan struktur SRPMK yang berpedoman pada SNI 2847-2019 pasal 18.6. sampai dengan pasal 18.8. yang mengatur tentang balok, kolom hingga hubungan balok kolom SRPMK. Pada pasal 18.7 tentang Kolom SRPMK. Untuk Kontrol *Strong Column Weak Beam*, dapat disimpulkan bahwa struktur gedung Apartemen ini mampu menahan beban gempa yang terjadi, $\sum M_{nc} = 1101,54 \geq 1,2 \sum M_{nb} = 619,35 \text{ kNm}$ **memenuhi**. Pendetailan struktur SRPMK yang berpedoman pada SNI 2847-2019 pasal 18.6. sampai dengan pasal 18.8. yang mengatur tentang balok, kolom hingga hubungan balok kolom SRPMK. Pada pasal 18.8 tentang Hubungan Balok Kolom. Untuk kontrol HBK pada $V_n > V_{x-x} = 5.657,25 \text{ kN} > 845,54 \text{ kN}$ sehingga desain HBK terkekang 4 balok sudah **memenuhi** syarat dan pada $V_n > V_{x-x} = 3.993,35 \text{ kN} > 507,59 \text{ kN}$ sehingga desain HBK terkekang 3 atau 2 balok sudah **memenuhi** syarat.

REFERENSI

- [1] R. J. Honarto, B. D. Handono, and R. Pandaleke, “Perencanaan bangunan beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus di kota manado,” *Jurnal Sipil Statik*, vol. 7, no. 2, pp. 201–208, 2019.
- [2] A. Panjaitan, U. Khatulistiwa, and S. P. Machmoed, “Perbandingan Bresing X-1 dan X-2 Pada Gedung Struktur Baja Ditinjau Dari Nilai Drift,” *axial: jurnal rekayasa dan manajemen konstruksi*, vol. 6, no. 1, pp. 1–8, 2018.
- [3] G. Brawijaya and S. P. Machmoed, “Perencanaan Gedung Rusunawa 10 Lantai di Kota Yogyakarta Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK),” *axial : jurnal rekayasa dan manajemen konstruksi*, vol. 10, no. 2, p. 051, Aug. 2022, doi: 10.30742/axial.v10i2.2480.

-
- [4] M. Subkhan and U. Khatulistiani, "Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Permata Intan Dengan Konstruksi Beton Bertulang Menggunakan Metode SRPMK di Kota Yogyakarta," *axial : jurnal rekayasa dan manajemen konstruksi*, vol. 7, no. 2, p. 101, Aug. 2019, doi: 10.30742/axial.v7i2.753.
- [5] SNI 1726, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. Indonesia, 2019.
- [6] SNI 2847, *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. Indoensia, 2019.
- [7] SNI 1727, *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait*. Indonesia, 2020.
- [8] H. A. Kusuma and S. P. Machmoed, "Perencanaan Struktur Gedung Kampus HNK Menggunakan Sistem Ganda di Daerah Semarang," *axial: jurnal rekayasa dan manajemen konstruksi*, vol. 6, no. 3, pp. 155–164, 2019.
- [9] M. Yuliana and S. P. Machmoed, "Perencanaan Gedung Apartemen D'rini 10 Lantai Dengan Struktur Beton Ringan BJ 1760 Kg/m³ Bertulang Tahan Gempa Menggunakan SRPMK," *axial : jurnal rekayasa dan manajemen konstruksi*, vol. 9, no. 3, p. 163, Dec. 2021, doi: 10.30742/axial.v9i3.1765.
- [10] P. H. Karisoh, S. O. Dapas, and R. E. Pandaleke, "Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus," *Jurnal Sipil Statik*, vol. 6, no. 6, 2018.
- [11] H. Tiasmoro and S. P. Machmoed, "Perencanaan Gedung Apartemen Soedono 10 Lantai Dengan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Menggunakan Srpmk," *Axial: jurnal rekayasa dan manajemen konstruksi*, vol. 9, no. 1, pp. 51–60, 2021.
- [12] J. A. Hilario and S. P. Machmoed, "Perencanaan Struktur Gedung Hotel 'Azona' Menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus di Kota Yogyakarta," *axial : jurnal rekayasa dan manajemen konstruksi*, vol. 11, no. 1, p. 029, Apr. 2023, doi: 10.30742/axial.v11i1.2854.
- [13] R. Imanda, R. I. Maulana, N. Nuroji, and H. Indarto, "Perencanaan Struktur Hotel Get's Semarang," *Jurnal Karya Teknik Sipil*, vol. 3, no. 3, pp. 529–538, 2014.
- [14] M. B. R. Paradipta, R. Paradipta, N. Nuroji, and P. Purwanto, "Perencanaan Struktur Hotel Grandhika Semarang," *Jurnal Karya Teknik Sipil*, vol. 6, no. 3, pp. 135–147, 2017.