

STUDI ALTERNATIF GEDUNG ATTIC SHOWROOM SURABAYA MENGGUNAKAN SHEAR WALL

Okky Deniar Firmana Yuansyah¹, Bambang Wedyantadji², Ester Priskasari³

¹²³⁾ Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional Malang
Email: deniaryuansyah@gmail.com

ABSTRACT

The Surabaya Attic Showroom Building is a multi-storey building located in the city of Surabaya. Currently, the construction of multi-storey buildings is becoming a trend in line with the density of construction, in which the risk due to earthquakes also increases given the sudden earthquake. A shear wall structure was added to this building to assist the frame in resisting lateral forces. The construction of high-rise buildings must be balanced with an understanding of the structural system for earthquake-resistant buildings. To minimize infrastructure damage and increase in casualties due to the earthquake, the Surabaya Attic Showroom building was designed using a Special Moment Resisting Frame System (SRPMK) and Structural Walls. Frames in which the Structural components and joints resist bending, shear and axial forces. The moment frame and structural walls are designated as earthquake-resisting systems in this 12-storey Attic Showroom building. Earthquake loads are designed using a response spectrum that refers to SNI 1726 2019. Structural modeling and analysis uses the 2016 ETABS auxiliary program. The design of the reinforcement for the structure of beams, columns, and beam column relationships (HBK) is based on SNI 2847 2013. As for the design of structural wall reinforcement refers to SNI 2847 2019. Based on the results of analysis and design of structural beams, columns and walls that have been designed to have earthquake resistance. The earthquake resistance can be seen from the fulfillment of the Strong Column Weak Beam condition, namely $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$. The nominal base shear load due to the effect of the design earthquake that is borne by the shear walls holds 74.6016%, and the frame holds 25.3984%

Keywords: Earthquake Resistant Structures, Frame System, Shear Wall

ABSTRAK

Gedung *Attic Showroom* Surabaya merupakan bangunan bertingkat yang terletak di kota Surabaya. Saat ini pembangunan gedung bertingkat menjadi trend seiring dengan padatnya pembangunan, yang mana risiko akibat gempa juga meningkat mengingat gempa datang secara tiba-tiba. Struktur dinding geser ditambahkan pada gedung ini untuk membantu rangka dalam menahan gaya lateral. Pembangunan gedung bertingkat tinggi harus diimbangi dengan pemahaman sistem struktur gedung tahan terhadap gempa. Untuk meminimalisir kerusakan infrastruktur serta bertambahnya korban jiwa akibat gempa, gedung *Attic Showroom* Surabaya didesain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktural. Rangka dimana komponen Struktur dan joint menahan gaya lentur, geser, dan aksial. Rangka momen dan dinding struktural ditetapkan sebagai sistem penahan gaya gempa pada gedung *Attic Showroom* 12 lantai ini. Beban gempa didesain menggunakan respon spectrum yang mengacu pada SNI 1726 2019. Pemodelan dan analisa struktur menggunakan program bantu ETABS 2016. Desain penulangan struktur balok, kolom, dan hubungan balok kolom (HBK) berdasarkan SNI 2847 2013. Sedangkan untuk desain penulangan dinding struktural mengacu pada SNI 2847 2019. Berdasarkan hasil analisa dan desain balok, kolom, dan dinding struktural yang telah didesain mempunyai ketahanan terhadap gempa. Ketahanan terhadap gempa tersebut dapat dilihat dengan terpenuhinya kondisi *Strong Column Weak Beam* yaitu $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$. Beban geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana yang dipikul oleh dinding geser menahan 74,6016%, dan rangka menahan 25,3984%.

Kata kunci: Dinding Geser, Sistem Rangka, Struktur Tahan Gempa

1. PENDAHULUAN

Gedung Attic Showroom merupakan bangunan bertingkat yang terletak di Kota Surabaya. Seperti umumnya daerah perkotaan mempunyai tingkat kepadatan penduduk yang tinggi. Tingkat kepadatan penduduk dalam Kota Surabaya tidak sebanding dengan kapasitas ruang yang tersedia.

Perlu adanya rekayasa ruang dalam kota supaya dapat didirikan bangunan dengan lahan yang seminim mungkin yaitu dengan membangun gedung bertingkat.

Pembangunan gedung bertingkat menjadi trend, yang mana resiko akibat gempa juga meningkat mengingat gempa datang secara tiba-tiba.

Pembangunan gedung tinggi harus diimbangi dengan pemahaman sistem struktur gedung tahan terhadap gempa. Sistem tahan gempa berguna untuk meminimalisir kerusakan infrastruktur serta bertambahnya korban jiwa.

Untuk itu bangunan didesain menggunakan *Shear Wall*. Suatu jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan gaya geser yang diakibatkan oleh gempa bumi. Dengan dibuat dinding geser *shear wall* pada setiap titik rawan maka gaya lateral gempa dapat di redam oleh dinding geser tersebut.

2. DASAR TEORI

Struktur Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur konstruksi suatu bangunan, perlu diperhatikan konsep desain untuk pemilihan elemen baik secara struktural maupun fungsional. Dalam perencanaan kali ini di tinjau perencanaan konsep desain untuk bangunan tahan gempa. Struktur tahan gempa adalah suatu struktur yang di bangun mampu menahan gaya geser gempa rencana yang muncul akibat gelombang gempa yang berasal dari dalam batuan dasar. Gelombang gempa berasal dalam batuan tersebut akan merambat ke permukaan tanah dan memberikan gaya kepada bangunan gedung bertingkat tinggi. Struktur yang direncanakan diharapkan mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan berdeformasi secara inelastis. Kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur.

Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan struktur pada gedung *Attic Showroom* Surabaya ini mengacu pada SNI 1727 2013 untuk perencanaan beban mati, beban hidup, dan beban angin. Sedangkan untuk pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726 2019. Metode analisa beban gempa dapat dengan analisa dinamik yang dipengaruhi oleh respon spektrum, atau juga dapat dengan analisa statik ekuivalen untuk bangunan yang regular horizontal maupun vertikal. Untuk gedung *Attic Showroom* ini sendiri bukan bangunan regular dimana memiliki 13 lantai termasuk lantai atap dan rumah lift yang memiliki tinggi total 55m sehingga digunakan analisa dinamik.

Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan untuk komponen struktur dan fondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor yang berdasarkan SNI 1726 2019.

Simpangan

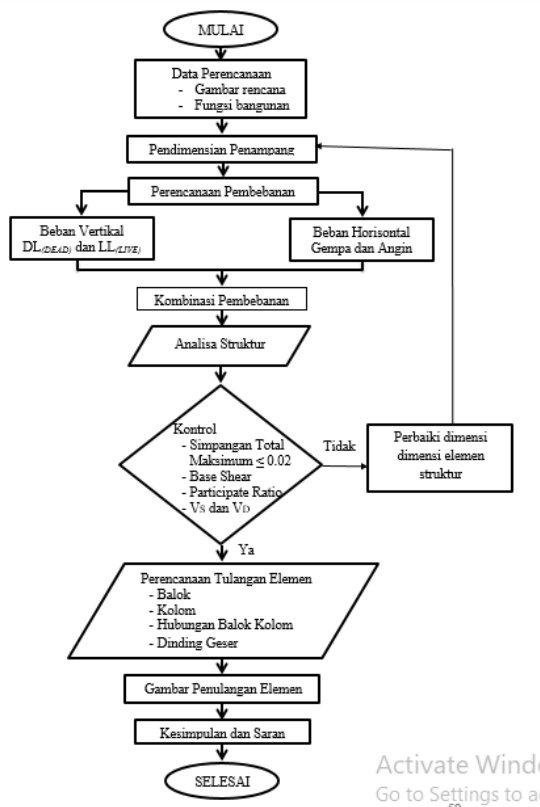
Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa tingkat dikali perpindahan tingkat (δx) sesuai dengan SNI 1726-2019.

Sistem Ganda (*Dual System*)

Struktur Sistem Ganda memiliki kemampuan yang tinggi dalam memikul gaya geser pada sistem gabungan antara portal dengan dinding geser disebabkan adanya interaksi antara keduanya. interaksi tersebut terjadi karena kedua sistem tersebut mempunyai perilaku defleksi yang berbeda. Akibat beban lateral, dinding geser akan berperilaku *flexural/bending mode*, sedangkan frame akan berdeformasi dalam *shear mode*, dengan demikian, gaya geser dipikul oleh frame pada bagian atas dan dinding geser memikul gaya geser pada bagian bawah. Dalam Standar Perencanaan Gempa untuk Struktur Gedung SNI 1726 2019 menyatakan bahwa beban geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana yang dipikul oleh dinding geser harus mampu menahan paling sedikit 75% pada setiap tingkat, dan pada rangka harus mampu menahan paling sedikit 25% pada setiap tingkat.

3. METODE PERENCANAAN

Studi perencanaan ini dimaksudkan untuk mengetahui berapa dan bagaimana penulangan pada elemen balok, kolom, hubungan balok kolom, dan juga struktur tambahan yaitu elemen dinding geser. Data- data yang diperlukan pada perencanaan ini berupa data konstruksi bangunan, mutu bahan yang digunakan, dan juga gambar perencanaan yang kemudian dihitung dan didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur dengan program bantu ETABS 2016.



Gambar 1. Diagram Alir Perencanaan

4. PEMBAHASAN

Dimensi Elemen Struktur

A. Dimensi Balok

Dengan menggunakan rumus pendekatan empiris di dapat dimensi balok sebagai berikut

Menentukan tinggi minimal balok

$$h_{min} = \frac{1}{10} \times \text{Panjang bentang}$$

atau

$$h_{min} = \frac{1}{15} \times \text{Panjang bentang}$$

Menentukan lebar minimal balok

$$b_{min} = \frac{2}{3} \times h_{min}$$

atau

$$b_{min} = \frac{1}{2} \times h_{min}$$

Tabel 1. Rekapitulasi Dimensi Balok

Balok	Bentang	Dimensi Balok		
		b	-	h
B1	10.30 m	0.50 m	-	0.80 m
B2	8.00 m	0.40 m	-	0.70 m
B3	8.00 m	0.30 m	-	0.60 m
B4	4.00 m	0.25 m	-	0.40 m

B. Dimensi Kolom

Pendimensian penampang kolom ditentukan berdasarkan persyaratan dan batasan dalam SNI 2847 2013, sehingga di dapat dimensi penampang kolom sebagai berikut

Tabel 2. Rekapitulasi Dimensi Kolom

Kolom	Dimensi Penampang	
	Lebar (b)	Tinggi (h)
K1	700 mm	1100 mm
K2	600 mm	600 mm

C. Dimensi Dinding Geser

Menentukan ketebalan *shear wall* dengan syarat rumus empiris sebagai berikut

$$\text{Tebal Shear wall} \geq \frac{1}{25} h_w$$

Atau

$$\text{Tebal Shear wall} \geq \frac{1}{25} l_w$$

Syarat kedua untuk ketebalan minimum menurut SNI 2847 2019, panjang penyaluran (l_{dh}) tidak boleh kurang dari

- $l_{dh} \geq 8 d_b$
- 150 mm
- $l_{dh} \geq \frac{f_y d_b}{5.4 \sqrt{f_c}}$

Maka dari rumus-rumus diatas didapat tebal *shear wall* yaitu 400 mm.

Perhitungan Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan struktur terdiri dari beberapa jenis pembebanan, yaitu

1. Beban Mati

- Berat sendiri struktur
- Beban mati tambahan pada pelat lantai
- Beban mati tsmbahan pada pelat atap
- Beban mati tambahan pada balok

2. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan pada perencanaan ini mengacu pada SNI 1727 2013

3. Beban Gempa

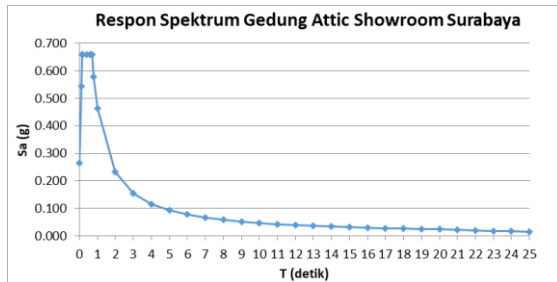
Beban gempa yang digunakan pada perncanaan ini mengacu pada SNI 1726 2019 dan peta gempa tahun 2017 dan PUSKIM tahun 2019 untuk menentukan nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s), dan parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1).

Tabel 3. Rekapitulasi Parameter-parameter dalam perhitungan beban gempa

Kategori resiko	IV
Faktor keutamaan gempa (I_e)	1
Kelas situs tanah	SE
Parameter percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) g	0.6791
Parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1) g	0.3044
Faktor amplifikasi periode pendek (F_a)	1.4134
Faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v)	2.7824
Percepatan pada periode pendek (S_{MS}) g	0.989
Percepatan pada periode 1 detik (S_{M1}) g	0.696
Percepatan desain pada periode pendek (S_{DS}) g	0.660
Percepatan desain pada periode 1 detik (S_{D1}) g	0.464
Kategori Desain Seismik (KDS)	D

Respon Spektrum

Perhitungan respon spektrum rencana dilakukan dengan menggunakan program bantu *Microsoft Excel*, dan diperoleh grafik sebagai berikut



Gambar 2. Respon Spektrum Gedung Attic Showroom Surabaya

Setelah memasukan semua data pembebanan Dengan menggunakan program bantu ETABS 2016 maka akan didapatkan berat seismic efektif struktur (W) sebagai berikut

Tabel 4. Rekapitulasi Berat Seismik Efektif

No	Lantai	Tinggi lantai (m)	W (Weight) Kg
1	Lantai 1	3.5	505881.25
2	Lantai 2	8.5	508690.85
3	Lantai 3	12.5	480994.39
4	Lantai 4	16.5	481012.41
5	Lantai 5	20.5	438644.39
6	Lantai 6	24.5	472967.37
7	Lantai 7	28.5	431383.13
8	Lantai 8	32.5	472967.37
9	Lantai 9	36.5	431383.13
10	Lantai 10	40.5	472967.37
11	Lantai 11	44.5	431383.13
12	Lantai 12	48.5	472967.37
13	Lantai Atap	52.5	388954.99
14	Rumah Lift	55	62088.62
Jumlah			6052285.770

Gaya Gempa Lateral

Gaya gempa lateral dapat dihitung dengan rumus

$$F_x = C_{vx} \times V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dimana:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral desain total atau geser dasar struktur

W_i, W_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikeakan pada tingkat i atau x

h_i, h_x = Tinggi dri dasar sampai tingkat i atau x

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur

Tabel 5. Rekapitulasi perhitungan gaya gempa lateral (F)

No	Lantai	Fx (Kg)	Fy (Kg)
1	Lantai 1	1213.675	1213.675
2	Lantai 2	4288.063	4288.063
3	Lantai 3	7000.943	7000.943
4	Lantai 4	10373.747	10373.747
5	Lantai 5	12864.762	12864.762
6	Lantai 6	17854.818	17854.818
7	Lantai 7	20174.603	20174.603
6	Lantai 8	26641.201	26641.201
9	Lantai 9	28640.345	28640.345
10	Lantai 10	36383.727	36383.727
11	Lantai 11	37920.221	37920.221
12	Lantai 12	46965.695	46965.695
13	Lantai Atap	43210.850	43210.850
14	Rumah Lift	7367.472	7367.472
Jumlah		300900.123	300900.123

Kombinasi Pembebanan

Sebagai mana yang telah di syaratkan pada SNI 1726 2019 bahwa terdapat pengaruh beban gempa vertikal . Beban gempa juga harus di modifikasi untuk memperhitungkan kuat lebih sistem

- Pengaruh beban gempa vertical
 $E_v = 0.2 \times S_{Ds} \times D$
- Pengaruh beban gempa horisontal termasuk factor kuat lebih
 $E_{mh} = \Omega_0 Q_e$ (100% dan 30%)
- Beban gempa
 $E = E_{mh} + E_v$

Kontrol Perilaku Struktur

1. Eksentrisitas

Tabel 6. Eksentrisitas Rencana

Story	ed = 1.5e + 0.05b		Koordinat Pusat Massa	
	X	Y	X	Y
Lantai 1	1.345	0.803	17.824	8.638
Lantai 2	2.671	0.612	18.924	8.340
Lantai 3	3.735	0.572	19.973	8.309
Lantai 4	4.360	0.512	20.598	8.250
Lantai 5	2.674	0.715	17.501	8.629
Lantai 6	5.118	0.420	21.388	8.175
Lantai 7	3.142	0.607	17.973	8.522
Lantai 8	5.411	0.320	21.681	8.074
Lantai 9	3.323	0.516	18.154	8.431
Lantai 10	5.518	0.239	21.788	7.994
Lantai 11	3.378	0.449	18.210	8.363
Lantai 12	5.531	0.186	21.801	7.940
Lantai Atap	5.706	0.388	22.114	8.282
Rumah Lift	6.712	0.877	23.815	9.078

2. Kontrol Gaya Geser Dasar (Base shear)

Dari hasil analisa ETABS didapatkan Base Reaction sebagai berikut

Tabel 7. Base Reaction

Tipe Beban Gempa		Fx (kN)	Fy (kN)
Statik	User Loads (EQX)	3009	3009
	User Loads (EQY)	3009	3009
Dinamis	Respons Spektrum X (RSPX)	3009.117	94.6802
	Respons Spektrum Y (RSPY)	188.253	3009.0851

Tabel 8. Konfigurasi Base Shear

Arah	V dinamik	V statik	Keterangan
X	3009.1171	3009	Dinamis
Y	3009.0851	3009	Dinamis

Dari hasil konfigurasi diatas maka syarat pada SNI 1726 2019 yaitu $V_{dinamik} \geq 100\% V_{statik}$ sudah terpenuhi dan dengan demikian digunakan gempa dinamis.

3. Kontrol Partisipasi Massa

Tabel 9. *Modal Participating Mass Ratio*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.866	0.0004	0.7292	0	0.0004	0.7292
Modal	2	1.648	0.0024	0.0168	0	0.0029	0.746
Modal	3	1.348	0.0652	0.0005	0	0.668	0.7465
Modal	4	0.859	0.0005	0.1341	0	0.6685	0.8806
Modal	5	0.445	0.0001	0.0375	0	0.6685	0.9181
Modal	6	0.418	4.45E-05	0.0024	0	0.6686	0.9205
Modal	7	0.308	0.196	1.16E-06	0	0.8646	0.9205
Modal	8	0.281	4.17E-06	0.0193	0	0.8646	0.9398
Modal	9	0.198	6.57E-06	0.0056	0	0.8646	0.9453
Modal	10	0.195	3.04E-06	0.0063	0	0.8646	0.9516
Modal	11	0.148	1.58E-05	0.008	0	0.8646	0.9596
Modal	12	0.138	0.0612	6.37E-06	0	0.9259	0.9596
Modal	13	0.134	0.0025	0	0	0.9283	0.9596
Modal	14	0.123	2.37E-05	0.0042	0	0.9284	0.9638
Modal	15	0.121	5.12E-06	0.0009	0	0.9284	0.9647
Modal	16	0.104	4.81E-06	0.0064	0	0.9284	0.9711
Modal	17	0.087	0.0001	0.0011	0	0.9284	0.9722
Modal	18	0.086	1.79E-05	0.0087	0	0.9284	0.9808
Modal	19	0.085	0.0274	1.57E-05	0	0.9559	0.9808
Modal	20	0.073	8.97E-07	0.0048	0	0.9559	0.9856
Modal	21	0.073	0	0.0004	0	0.9559	0.9861
Modal	22	0.072	1.40E-06	0.0003	0	0.9559	0.9864
Modal	23	0.071	1.13E-05	0.0043	0	0.9559	0.9907
Modal	24	0.07	0	1.07E-05	0	0.9559	0.9907
Modal	25	0.068	8.69E-06	0.0002	0	0.9559	0.9909
Modal	26	0.068	4.50E-05	0.0001	0	0.9559	0.991
Modal	27	0.066	1.29E-05	6.74E-06	0	0.9559	0.991
Modal	28	0.064	4.86E-06	0.0002	0	0.9559	0.9912
Modal	29	0.063	0	0.0022	0	0.9559	0.9934
Modal	30	0.063	0.0001	0.0008	0	0.956	0.9942
Modal	31	0.062	2.27E-05	0.0011	0	0.956	0.9953
Modal	32	0.062	3.38E-05	0.0007	0	0.9561	0.996
Modal	33	0.062	2.82E-05	0.0002	0	0.9561	0.9962
Modal	34	0.062	0.0003	0.0009	0	0.9564	0.9971
Modal	35	0.061	0.0143	4.52E-05	0	0.9707	0.9972
Modal	36	0.056	4.42E-06	4.21E-05	0	0.9707	0.9972
Modal	37	0.055	0	0.0019	0	0.9707	0.9991
Modal	38	0.052	1.59E-06	4.01E-05	0	0.9707	0.9991
Modal	39	0.049	0	0.0004	0	0.9707	0.9995

Dari tabel diatas, dapat disimpulkan bahwa partisipasi massa telah terpenuhi pada modal 12 dan sudah bisa memenuhi syarat partisipasi massa SNI 1726 2019 yang mana mencapai lebih dari 90%.

4. Kontrol Simpangan

Kontrol desain struktur dilakukan terhadap pengecekan batas simpangan antar lantai yang diatur dalam pasal 7.8.6 dan 7.12.1. sedangkan besar batasan simpangan antar lantai tingkat tertera pada pasal 7.12.1 dan 7.12.2 SNI 1726-2019.

Tabel 10. Simpangan Akibat Gempa Dinamis (RSPX dan RSPY)

Story	Elevation	Dinamis X (RSPX)		Dinamis Y (RSPY)	
		X	Y	X	Y
	m	mm	mm	mm	mm
Rumah Lift	55	34.422	4.125	17.206	142.893
Lantai Atap	52.5	32.619	3.938	16.628	137.981
Lantai 12	48.5	29.725	3.692	15.266	129.959
Lantai 11	44.5	26.751	3.468	13.827	120.836
Lantai 10	40.5	23.725	3.253	12.342	110.932
Lantai 9	36.5	20.662	3.008	10.817	100.174
Lantai 8	32.5	17.596	2.758	9.266	88.916
Lantai 7	28.5	14.575	2.469	7.712	77.118
Lantai 6	24.5	11.645	2.159	6.18	65.04
Lantai 5	20.5	8.868	1.805	4.707	52.691
Lantai 4	16.5	6.312	1.429	3.331	40.309
Lantai 3	12.5	4.058	1.031	2.306	28.133
Lantai 2	8.5	2.194	0.625	1.855	16.408
Lantai 1	3.5	0.557	0.16	0.424	3.861
Base	0	0	0	0	0

Pada simpangan akibat gempa dinamis perlu di kontrol kinerja batas layan dan juga kontrol kinerja batas ultimit per tingkat dari arah x maupun arah y. Dari hasil kontrol kinerja analisa perhitungan dapat diketahui bahwa simpangan antar lantai memenuhi dan tidak melebihi dari batas yang telah ditentukan pada SNI 1726 2002.

Sistem Ganda (Dual System)

Tabel 11. Kontribusi Rangka dan Shear Wall

Load Case	Rangka	Shearwall
Kombinasi 1	30.3302 %	69.6698 %
Kombinasi 2	23.9422 %	76.0578 %
Kombinasi 3 Max	22.5124 %	77.4876 %
Kombinasi 3 Min	28.7212 %	71.2788 %
Kombinasi 4 Max	22.4552 %	77.5448 %
Kombinasi 4 Min	28.7100 %	71.2900 %
Kombinasi 5 Max	22.2183 %	77.7817 %
Kombinasi 5 Min	28.6642 %	71.3358 %
Kombinasi 6 Max	22.1569 %	77.8431 %
Kombinasi 6 Min	28.6525 %	71.3475 %
Kombinasi 7 Max	25.1991 %	74.8009 %
Kombinasi 7 Min	25.1136 %	74.8864 %
Kombinasi 8 Max	24.8891 %	75.1109 %
Kombinasi 8 Min	25.0422 %	74.9578 %
Kombinasi 9 Max	25.1347 %	74.8653 %
Kombinasi 9 Min	25.0996 %	74.9004 %
Kombinasi 10 Max	24.8263 %	75.1737 %
Kombinasi 10 Min	25.0275 %	74.9725 %
Kombinasi 11 Max	22.6813 %	77.3187 %
Kombinasi 11 Min	26.9993 %	73.0007 %
Kombinasi 12 Max	22.7446 %	77.2554 %
Kombinasi 12 Min	27.0195 %	72.9805 %
Kombinasi 13 Max	23.0025 %	76.9975 %
Kombinasi 13 Min	27.0977 %	72.9023 %
Kombinasi 14 Max	23.0642 %	76.9358 %
Kombinasi 14 Min	27.1166 %	72.8834 %
Kombinasi 15 Max	22.8546 %	77.1454 %
Kombinasi 15 Min	24.5028 %	75.4972 %
Kombinasi 16 Max	23.2133 %	76.7867 %
Kombinasi 16 Min	24.6031 %	75.3969 %
Kombinasi 17 Max	27.0989 %	72.9011 %
Kombinasi 17 Min	27.9162 %	72.0838 %
Kombinasi 18 Max	27.0232 %	72.9768 %
Kombinasi 18 Min	27.9120 %	72.0880 %
Rata - Rata	25.3984 %	74.6016 %

Sesuai dengan yang diisyaratkan pada SNI 1726 2019 pasal 7.2.5.8 beban geser nimonal akibat pengaruh gempa rencana sudah memenuhi dengan rangka memikul 25,3984% dan rangka memikul 74,6016%.

Penulangan Balok B1 (500 × 800)

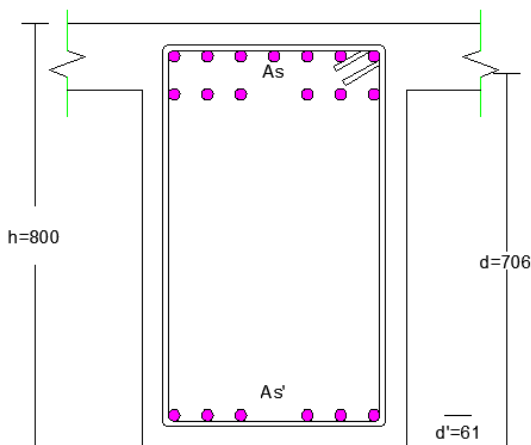
Data perencanaan;

Lebar balok (bw)	= 500 mm
Tinggi balok (h)	= 800 mm
Selut beton (sb)	= 40 mm
Mutu beton (fc')	= 29 Mpa
β_1	= 0.85
fy ulir	= 400 Mpa
fy polos	= 240 Mpa
Es	= 200000 Mpa
Diameter tul. pokok	= 22 mm
Diameter tul. sengkang	= 10 mm
Bentang balok (L)	= 10400 mm
Bentang bersih balok (Ln)	= 9300 mm
Tebal pelat (hf)	= 125 mm

Data dari hasil analisa ETABS 2016

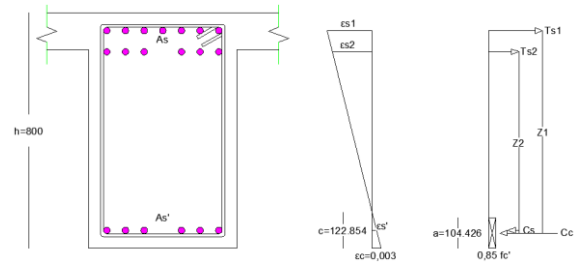
Mu+ Tumpuan	= 1106.931 kNm
Mu+ Lapangan	= 441.3772 kNm
Vu akibat 1,2DL+1L tumpuan kiri	= 348,5075 kN
Vu akibat 1,2DL+1L tumpuan kanan	= 341,9161 kN
Gaya aksial (Pu)	= 2,0162 KN
Momen torsi	= 47,6701 kNm

Dari hasil analisa perhitungan ditetapkan tulangan atas menggunakan 13D 22 dengan dua lapis tulangan, dan 6D 22 dengan satu lapis tulangan. Untuk perhitungan momen negatif didapatkan sebagai berikut.



Gambar 3. Skema tata letak d' dan d

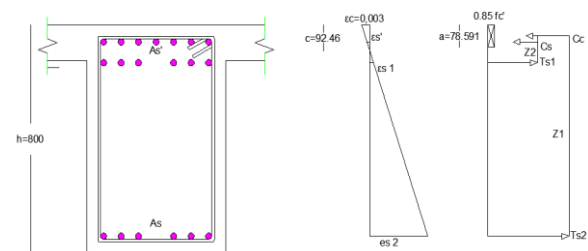
Dengan dilanjutkan perhitungan kapasitas desain maka di dapatkan nilai c dan a pada balok sehingga digambarkan sebagai berikut



Gambar 4. Diagram regangan tegangan penulangan tumpuan momen negatif.

Didapatkan nilai momen nominal (Mn) sebesar 1291223678,136 Nmm

Untuk perhitungan momen positif hasil analisa kapasitas desain untuk memperoleh nilai c dan a untuk momen positif digambarkan sebagai berikut.



Gambar 5. Diagram regangan tegangan penulangan tumpuan momen positif

Didapatkan nilai momen nominal (Mn) sebesar 723475139.798 Nmm

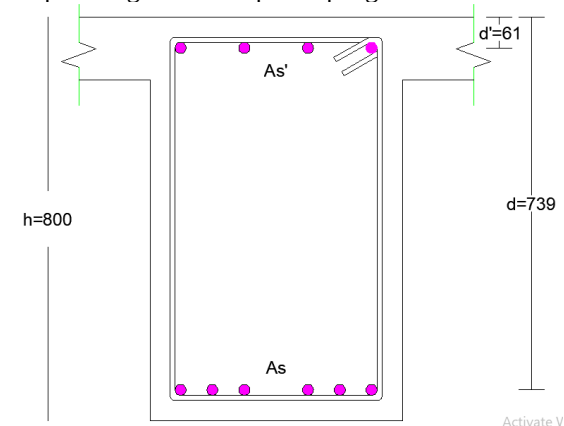
Selanjutnya perlu dikontrol menurut SNI 2847 2013 pasal 21.5.2.2 dimana diharuskan $Mn+ > \frac{1}{2} Mn-$.

$Mn+ > \frac{1}{2} Mn-$

$723475139.798 \text{ Nmm} > \frac{1}{2} 1291223678,136 \text{ Nmm}$

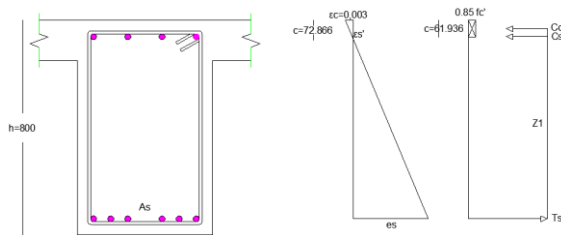
$723475139.798 \text{ Nmm} > 645611839.1 \text{ Nmm}$
(Memenuhi)

Perhitungan penulangan pada daerah lapangan digunakan tulangan 4D 22 untuk bagian atas dan 6D 22 pada bagian bawah penampang balok.



Gambar 6. Skema tata letak d' dan d

perhitungan penulangan momen positif hasil analisa kapasitas desain untuk memperoleh nilai c dan a untuk momen positif digambarkan sebagai berikut.



Gambar 7. Diagram regangan tegangan penulangan lapangan.

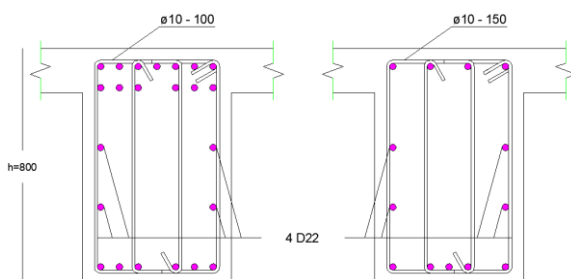
Didapatkan nilai momen nominal (M_n) sebesar 645623169,363 Nmm

Desain penulangan pada transversal balok ditentukan dengan nilai M_{pr} (*Moment Probable Capacities*) balok. Maka dari hasil perhitungan didapatkan perletakan sengkang sebagai berikut
Daerah sendi plastis : 4 kaki D10 - 100 mm
Daerah luar sendi plastis : 4 kaki D10 - 150 mm

Desain penulangan torsi balok diatur juga pada SNI 2847 2013 pasal 11.5.1 yang menyatakan bahwa pengaruh torsi untuk komponen struktur non prategang boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor, T_u , kurang dari :

$$\phi T_n = \phi 0.083 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}}{P_{cp}} \right)^2$$

Berikut gambar hasil analisa perhitungan desain penulangan torsi.



Gambar 8. Desain tulangan transversal dan tulangan torsi pada daerah tumpuan dan lapangan

Penulangan Kolom K1 (700 × 1100) mm

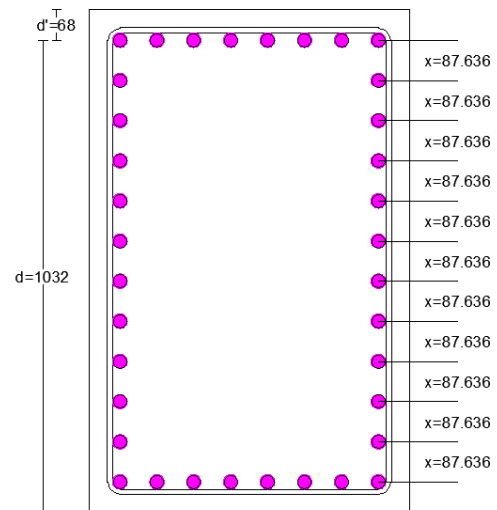
Data perencanaan;

Lebar kolom (b_w)	= 700 mm
Tinggi kolom (h)	= 1100 mm
Selimum beton (s_b)	= 40 mm
Mutu beton (f_c')	= 29 Mpa
β_1	= 0.85
f_y ulir	= 400 Mpa
f_y polos	= 240 Mpa
E_s	= 200000 Mpa

Diameter tul. pokok	= 32 mm
Diameter tul. sengkang	= 12 mm
Tinggi lantai	= 5000 mm
Tinggi balok	= 800 mm
Tinggi bersih (h_n)	= 4200 mm

Data dari hasil analisa ETABS 2016

M_u Maks	= 1106,931 kNm
V_u Maks	= 651,649 kN
P_u Maks	= 13443 kN



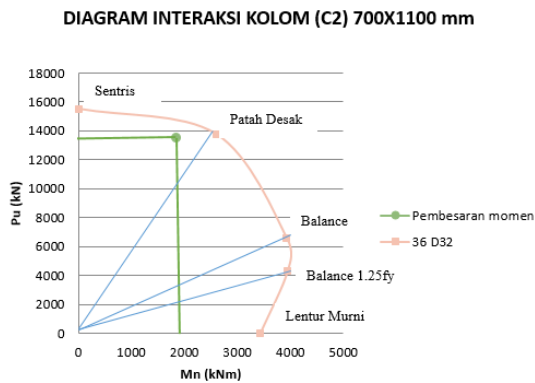
Gambar 9. Perletakan dan jarak antar tulangan (x)

Dari hasil analisa perhitungan kondisi sentris, seimbang, seimbang dengan pembesaran 1,25 f_y , patah desak, patah tarik, dan lentur murni didapatkan sebagai berikut

Tabel 12. Rekapitulasi analisa perhitungan diagram interaksi kolom

Kondisi	36D 32	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	15518.084	0
Patah Desak	13777.195	2592.823
Balance	6552.383	3928.602
Balance 1,25 f_y	5510.218	4388.182
Patah Tarik	4294.433	3946.416
Lentur murni	0	3435.944

Dari hasil perhitungan pembesaran momen didapat nilai M_n 1864,388 kNm



Gambar 10. Diagram interaksi kolom

Desain Penulangan Transversal Kolom

Perhitungan tulangan transversal kolom akibat Ve ditentukan menggunakan Mpr kolom yaitu sebesar Mn kondisi seimbang (*Balance*) yang dibagi dengan tinggi bersih kolom, dan Mpr balok yang dibagi dengan bentang bersih.

Daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis (*lo*) sepanjang 1100 mm dengan direncanakan tulangan pengekuat kolom 8 kaki Ø12 – 100 mm, sedangkan untuk diluar daerah sendi plastis direncanakan tulangan pengekuat kolom 8 kaki Ø12 – 150 mm. Untuk sambungan sendiri digunakan sepanjang 1020 mm dengan direncanakan tulangan pengekuat kolom 8 kaki Ø12 – 100 mm.

Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Dari hasil analisa perhitungan persyaratan *Strong Column Weak Beam* sudah dipenuhi dengan kontrol sebagai berikut

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb}$$

$$13502099424.03 \text{ Nmm} \geq 1226093240.260 \text{ Nmm}$$

(Aman)

Penulangan Hubungan Balok Kolom

Menurut hasil analisa perhitungan pada daerah hubungan balok kolom untuk penulangan geser horisontal digunakan tujuh lapis tulangan 8 kaki Ø12. Sedangkan ntuk penulangan vertikalnya tidak diperlukan lagi tulangan geser vertical karena sudah ditahan oleh penulangan longitudinal kolom yang terpasang.

Penulangan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Data perencanaan

$$h_w = 52500 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$l_w = 7050 \text{ mm}$$

$$f_c' = 29 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ ulir} = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ polos} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter tul ulir} = 29 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tul polos} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (sb)} = 40 \text{ mm}$$

Data dari hasil analisa ETABS 2016

$$M_x = 27909,8741 \text{ kNm}$$

$$M_y = 995,2558 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2505,7771 \text{ kN}$$

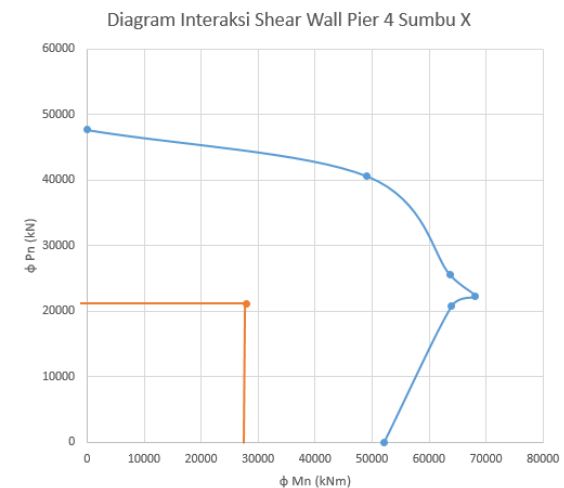
Dengan berpatokan pada SNI 2847 2019, perhitungan kebutuhan tulangan utama, tulangan geser, hingga kebutuhan elemen batas (*Boundary Element*)

Dari hasil analisa perhitungan *Boundary Element* dipasang sepanjang 1886,5 mm dari serat tekan terluar dan digunakan tulangan yang sama seperti tulangan utama yaitu D29. Untuk sengkang daerah *Boundary Element* digunakan D12-130.

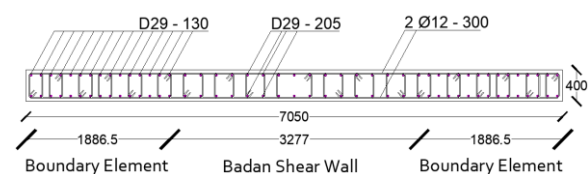
Untuk tulangan utama direncanakan menggunakan tulangan 90 D29. Berikut hasil analisa perhitungan menurut 6 kondisi seperti hitungan pada kolom untuk mendapatkan nilai Mn dan Pn.

Tabel 13. Rekapitulasi analisa perhitungan diagram interaksi *Shear Wall*

Kondisi	90 D29	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)
Sentris	47754.373	0
Patah Desak	40662.558	49098.359
Balance	25574.916	63633.053
Balance 1,25 fy	22272.813	68101.846
Patah Tarik	20846.960	63968.997
Lentur	0	52131.174



Gambar 11. Diagram interaksi *Shear Wall*



Gambar 12. Detail penulangan *Shear Wall*

5. PENUTUP

Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan pada bab sebelumnya, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Komponen balok yang ditinjau adalah balok B1 dengan dimensi 500 mm × 800 mm, diperoleh:
 - a. Tumpuan kiri dan kanan
 - Tarik = 13D 22
 - Tekan = 6D 22
 - b. Lapangan
 - Tarik = 5D 22
 - Tekan = 4S 22

Tulangan transversal

 - a. Daerah sendi plastis = 4 Kaki Ø10–100 mm
 - b. Daerah luar sendi plastis = 4 Kaki Ø10–150 mm
2. Komponen kolom yang ditinjau adalah kolom K1 yaitu 700 mm × 1100 mm, diperoleh:
 - a. Tulangan longitudinal digunakan 36D 32
 - b. Tulangan transversal
 - Daerah sendi plastis = 8 Kaki Ø12–100 mm
 - Daerah luar sendi plastis = 8 Kaki Ø12–150 mm
 - Daerah sambungan = 8 Kaki Ø12–100 mm

Hasil dari perencanaan, kolom telah memenuhi konsep desain kapasitas “*Strong Column Weak Beam*”
3. Pada hubungan balok kolom diperoleh
 - a. Pengekangan horisontal menggunakan 8 Kaki Ø 10 (7 Lapis)
 - b. Pengekangan vertikal cukup menggunakan tulangan longitudinal kolom K1
4. Komponen dinding geser diperoleh
 - a. Tulangan longitudinal = 90D 29
 - b. Tulangan transversal
 - Daerah boundary element = Ø12–130 mm
 - Daerah badan shear wall = Ø12–205 mm

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2013). SNI 2847 *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). SNI 2847 *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*.
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). SNI 1726 *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan (1981). *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah bangunan

Saran

Darai hasil analisis dan kesimpulan studi alternatif ini ada beberapa saran untuk penulis:

1. Untuk perencanaan selanjutnya, tata cara perhitungan harus lebih teliti dan benar sesuai dengah Standar Nasional Indonesia (SNI) yang berlaku dan terbaru. Untuk penulis diharapkan lebih memahami isi dari buku pedoman SNI yang berlaku.
2. Adanya semacam contoh perencanaan struktur terdahulu dapat menjadi pertimbangan dalam menyusun dan menghitung analisa yang diperhitungkan.
3. Penulis diharapkan memperjelas lagi perhitungan maupun gambar yang di paparkan dalam laporan sehingga pembaca mudah memahami isinya.