

STUDI PERENCANAAN PORTAL BETON BERTULANG DENGAN SRPMK PADA GEDUNG 1 TEKNIK INFORMATIKA UB MALANG

Arienne Rafinda M¹, Yosimson P Manaha², Mohammad Erfan³
^{1,2,3} Jurusan Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang
Email: arrafma972@gmail.com¹

ABSTRACT

Over the years, the limitation of land area has become a primary challenge in infrastructure development, leading to the adoption of vertical construction in urban areas. With advancements in technology and knowledge, there have been changes in structural and seismic regulations. These changes necessitate a reassessment of existing building structures in accordance with the latest regulations. After conducting calculations and analysis using the *ETABS* software, it was determined that the existing building, which was reviewed with reinforced concrete using Special Moment Resisting Frame, requires the following reinforcement details for the floor slab: M10 wiremesh with a spacing of 150. The B1 beam requires upper reinforcement consisting of 8 D22 bars and lower reinforcement consisting of 4 D22 bars. For the field reinforcement, the upper part needs 4 D22 bars, and the lower part needs 8 D22 bars. The column requires a reinforcement formation of 28 D25 bars, and for the beam-column connection, an 8-layer arrangement of 2 D13 bars is needed.

Keywords: Building Structure, Reinforced Concrete, Special Moment Resisting

ABSTRAK

Dari tahun ke tahun keterbatasan luas lahan termasuk masalah utama dalam pengadaan bangunan infrastruktur, maka mulai diterapkan untuk pembangunan secara vertikal di kota-kota. Dengan kemajuan teknologi dan pengetahuan, mengakibatkan adanya perubahan dalam peraturan struktural dan kegempaan. Adanya perubahan tersebut memungkinkan perlunya penghitungan ulang struktur gedung eksisting sesuai dengan peraturan terkini. Setelah dilakukan perhitungan dan analisa menggunakan program bantu *ETABS*, gedung eksisting yang ditinjau menggunakan rangka beton bertulang pemikul momen khusus didapatkan hasil tulangan yang digunakan pada elemen pelat lantai menggunakan wiremesh M10 dengan jarak 150, tulangan balok B1 dengan formasi untuk tumpuan tulangan atas 8 D22 dan tulangan bawah 4 D22, untuk lapangan tulangan atas 4D22 dan tulangan bawah 8 D22, kolom dengan formasi tulangan 28 D25, dan diperlukan formasi tulangan 8 lapis 2 D13 untuk hubungan balok kolom

Kata kunci: Struktur Gedung, Beton Bertulang, Pemikul Momen Khusus

1. PENDAHULUAN

Pembangunan infrastruktur, khususnya pembangunan vertikal di kota-kota, memiliki peranan penting dalam mengatasi keterbatasan lahan. Contohnya adalah Gedung 1 Teknik Informatika Universitas Brawijaya Malang, sebuah high rise building dengan 12 lantai dan ketinggian 70.52 m, dibangun pada 2016. Bangunan ini berada di wilayah rawan gempa, sehingga perencanaan tahan gempa sangat krusial guna diharapkan meminimalisir akibat dari kerusakan gempa.

Gedung eksisting yang ditinjau merupakan struktur beton bertulang dengan Sistem Rangka Pemikul Momen. Dikarenakan gedung eksisting dibangun pada tahun 2016, yang mana seiring berjalannya waktu

terdapat perubahan dan penyempurnaan dalam peraturan kegempaan, maka terdapat kemungkinan untuk menghitung ulang struktur yang disesuaikan dengan peraturan terbaru.

2. DASAR TEORI

Filosofi bangunan tahan gempa

Bangunan umumnya memiliki prioritas berdasarkan kepentingannya. Bangunan monumental, yang diinginkan memiliki umur lebih lama, memerlukan perhitungan gempa yang lebih besar untuk memastikan ketahanannya, sesuai dengan tingkat prioritas dan kepentingan bangunan tersebut.

Menurut (Pawirodikromo, 2012), bangunan dapat dikelompokkan berdasarkan kekuatan gempa dan performa untuk melindungi manusia, dengan tetap

memperhitungkan tingkat ekonomisnya pembangunan, yakni:

1. Pada gempa kecil, struktur utama harus tetap berfungsi tanpa kerusakan signifikan. Elemen non-struktur dapat mengalami kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi.
2. Gempa menengah dapat menyebabkan kerusakan retak ringan pada struktur utama, tetapi masih ekonomis untuk diperbaiki. Elemen non-struktur bisa diganti.
3. Pada gempa kuat, struktur boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total. Melindungi manusia adalah prioritas utama. Setelah gempa, keruntuhan bangunan harus dihindari untuk mengurangi risiko terhadap manusia.

Daktalitas struktur

Daktalitas struktur adalah kemampuan struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar akibat beban gempa tanpa kehilangan kekuatan dan kekakuan, menjaga struktur tetap berdiri meskipun mendekati ambang keruntuhan.

Pembebanan pada struktur

Sesuai dengan peraturan yang ada, pembebanan terdiri atas beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Beban mati sendiri adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. Sedangkan beban gempa ditentukan dengan prosedur pada SNI untuk menetapkan dampak gempa rencana yang harus diperhitungkan dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan.

Kombinasi pembebanan

Desain struktur, komponen struktur harus memastikan kekuatannya setara atau lebih besar daripada pengaruh beban terfaktor dengan kombinasi yang telah diatur dalam SNI 1727:2020.

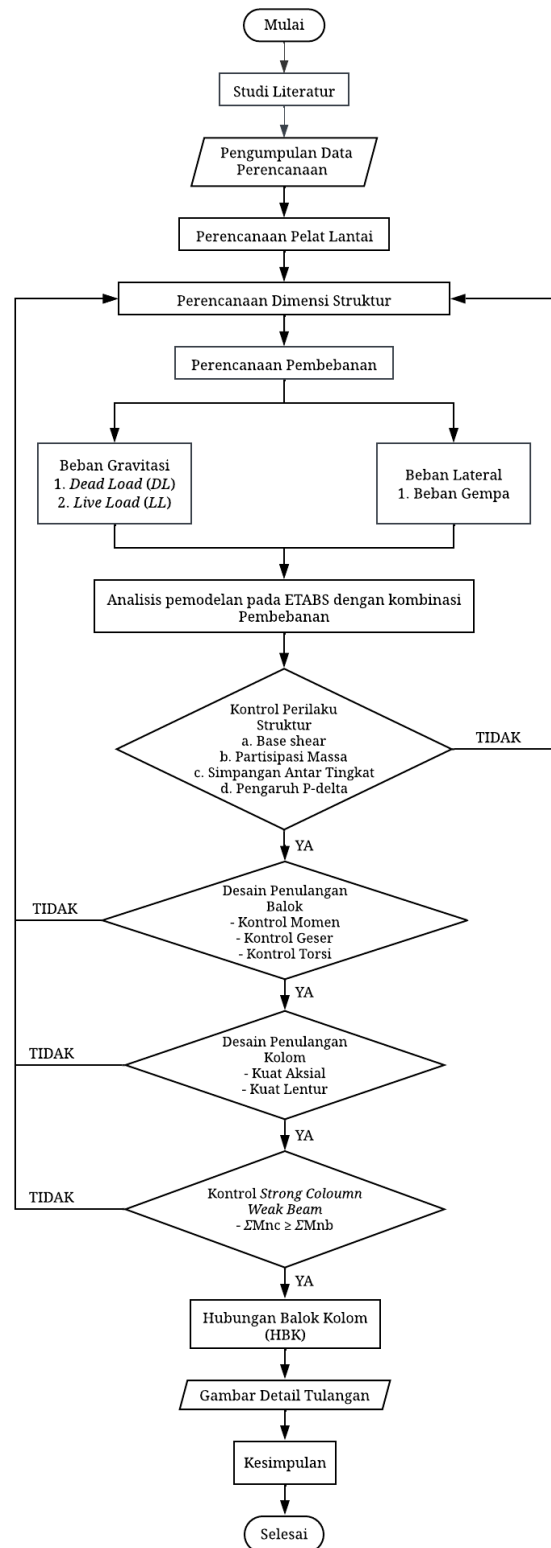
Kontrol perilaku struktur

Perilaku struktur dikontrol berdasarkan SNI 1726:2019. Kontrol perilaku struktur yang dimaksud merupakan gaya geser dasar, partisipasi massa, simpangan antar tingkat, dan pengaruh p-delta.

3. METODOLOGI PERENCANAAN

Tujuan dari studi perencanaan ini adalah untuk menentukan jumlah dan bagaimana formasi penulangan yang diperlukan pada elemen-elemen

struktur seperti pelat balok, kolom, dan hubungan balok-kolom. Data konstruksi yang diperlukan mencakup data teknis bangunan, mutu bahan bangunan, dan gambar perencanaan. Kemudian, data tersebut dianalisa menggunakan program bantu ETABS untuk mendapatkan output gaya yang bekerja pada struktur tersebut.



Gambar 1. Diagram Alir Perencanaan

4. PEMBAHASAN

Perencanaan Dimensi Komponen Struktur

Dimensi balok yang digunakan dalam studi perencanaan ini adalah dimensi yang terdapat pada kondisi eksisting.

$$B1 = 35 \times 75$$

$$B2 = 30 \times 50$$

$$B4 = 15 \times 50$$

$$B5 = 30 \times 60$$

$$B6 = 25 \times 30$$

$$B7 = 60 \times 80$$

Dimensi kolom yang digunakan dalam studi perencanaan ini adalah dimensi yang terdapat pada kondisi eksisting.

$$K1 = 100 \times 100$$

$$K2 = 80 \times 80$$

$$K3 = 60 \times 80$$

$$K4 = 40 \times 65$$

$$K5 = 30 \times 30$$

$$K6 = 40 \times 40$$

Dimensi ketebalan pelat lantai yang digunakan dihitung berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 8.3.1.2, yang tidak boleh kurang dari batasan pada tabel 8.3.1.1, yang mana dipakai rencana tebal pelat 120 mm telah memenuhi syarat dengan tebal pelat minimum 90.3 mm

Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan akan mencakup beban mati, beban hidup, dan beban gempa yang akan direncanakan sesuai dengan panduan yang tercantum dalam SNI 1727:2020 dan SNI 1726:2019.

- Beban mati

Dibawah ini adalah berat material konstruksi struktur dan berat komponen arsitektural pada gedung yang ditinjau.

Berat jenis beton bertulang	=	24	kN/m ²
Berat jenis baja profil	=	78.5	kN/m ²
Rangka hollow	=	0.10	kN/m ²
Plafond acoustic	=	0.05	kN/m ²
MEP	=	0.19	kN/m ²
Keramik (tebal 10 mm)	=	0.24	kN/m ²
Spesi (tebal 2.5 cm)	=	0.51	kN/m ²
Bata ringan (citicon 100 mm)	=	0.59	kN/m ²
Perekat	=	0.10	kN/m ²
Rangka partisi	=	0.19	kN/m ²
Papan gypsum 13 mm (2 sisi)	=	0.20	kN/m ²
Rockwool	=	0.02	kN/m ²
Dinding beton	=	3.60	kN/m ²
Kusen aluminium	=	0.54	kN/m ²
Genteng	=	0.44	kN/m ²

- Beban hidup

Dibawah ini adalah beban hidup yang timbul karena pemanfaatan ruang.

Atap bukan untuk hunian	=	0.96	kN/m ²
Air hujan (t = 1 cm)	=	0.10	kN/m ²
Selasar (di atas lantai 1)	=	3.83	kN/m ²
Mesin lift	=	1.33	kN/m ²

Hall	=	4.79	kN/m ²
Janitor	=	1.92	kN/m ²
Toilet	=	1.92	kN/m ²
R. Server	=	4.79	kN/m ²
R. Kelas Multimedia	=	3.82	kN/m ²
R. Studio TA	=	1.92	kN/m ²
R. Arsip TA	=	7.18	kN/m ²
R. Administrasi	=	2.40	kN/m ²
Front Desk	=	1.92	kN/m ²
Musholla	=	4.79	kN/m ²
Pantry	=	1.92	kN/m ²
R. Rapat	=	4.79	kN/m ²
R. Bimbingan	=	1.92	kN/m ²
R. Dosen	=	2.40	kN/m ²
R. Duduk	=	2.87	kN/m ²
Laboratorium	=	2.87	kN/m ²
R. Income Generation	=	2.87	kN/m ²
R. Baca	=	2.87	kN/m ²
R. Study Club	=	1.92	kN/m ²
R. Kelas	=	1.92	kN/m ²
R. Stationary	=	0.96	kN/m ²
Gudang	=	6.00	kN/m ²
R. Admin	=	2.40	kN/m ²
Lounge	=	4.79	kN/m ²
R. Resepsionis	=	2.40	kN/m ²
R. Tamu	=	4.79	kN/m ²
R. Security	=	1.92	kN/m ²
Selasar	=	4.79	kN/m ²

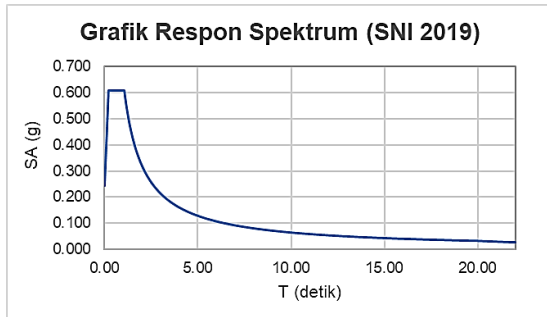
- Beban gempa

Dibawah ini merupakan parameter dampak gempa rencana yang ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung yang ditinjau, dengan gempa rencana didefinisikan sebagai gempa dengan probabilitas terlampaui besarnya selam umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2%

Tabel 1. Rekapitulasi Parameter Beban Gempa

Keterangan	Data
Kategori risiko	IV
Faktor keutamaan gempa (I_e)	1.50
Kelas situs tanah	SD
Parameter percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s)	0.870
Parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1)	0.406
Parameter transisi periode panjang (T_L)	20
Faktor amplifikasi periode pendek (F_a)	1.152
Faktor amplifikasi periode 1 detik (F_v)	1.894
Percepatan pada periode pendek (S_{MS})	1.002
Percepatan pada periode 1 detik (S_M)	0.769
Percepatan desain pada periode pendek (S_{DS})	0.668
Percepatan desain pada periode 1 detik (S_{D1})	0.513
Kategori desain seismik	D

Dengan demikian, perhitungan respon spektrum rencana dilakukan menggunakan bantuan perangkat lunak Microsoft Excel sedemikian rupa, hingga diperoleh grafik respon spektrum rencana sebagaimana tergambar dibawah ini.



Gambar 2. Grafik Respon Spektrum

Penentuan nilai faktor R, Cd, dan Ω₀, berdasarkan tabel pada SNI diperoleh nilai sebagai berikut.

Tabel 2. Faktor R, Cd, dan Ω₀

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem Ω ₀	Faktor pembesaran defleksi, Cd
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5 ^{1/2}

Maka digunakan scale faktor sebagai berikut:

$$\text{Scale faktor X} = I_e \times \frac{9810}{R} \times 100\% = 1839.38$$

$$\text{Scale faktor Y} = I_e \times \frac{9810}{R} \times 100\% = 1839.38$$

Periode fundamental pendekatan (Ta) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

Tabel 3. Nilai Parameter Periode Pendekatan

Tipe Struktur	C _t	x
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9

$$T_a = C_t \times h_n^x = 1.820$$

Catatan: h_n dihitung dari elevasi ±0.00 dari muka tanah

Tabel 4. Koefisien untuk batas atas

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S _{D1}	Koefisien C _u
≥ 0,4	1,4

Maka,

$$T_{max} = C_u \times T_a = 2.549 \text{ detik}$$

Waktu getar alami struktur,

$$T_c = 3.108 \text{ detik}$$

Karena nilai T_c > T_{max} maka digunakan nilai T sebesar 2,549 detik.

Selanjutnya dilakukan perhitungan gaya lateral ekuivalen dengan menghitung nilai C_s min, C_s, dan C_s max, sebagai berikut.

$$C_{s \text{ min}} = 0.044 \times SDS \times I_e \geq 0.010 = 0.044 \geq 0.010 \text{ (OK)}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.125$$

Dikarenakan periode panjang pada kondisi eksisting T_L = 20 detik, maka T ≤ T_L sehingga C_s max yang dipakai sebagai berikut:

$$C_{sx \text{ max}} = \frac{S_{D1}}{T_{cx} \times R \times I_e} = 0.038$$

$$C_{sy \text{ max}} = \frac{S_{D1}}{T_{cx} \times R \times I_e} = 0.038$$

Maka nilai C_s yang dipakai adalah 0.038

Selanjutnya dilakukan perhitungan nilai base shear (V). Dibawah ini adalah berat total gedung (W) dalam satuan (kN) yang didapatkan dari output program bantu ETABS

Tabel 5. Berat Massa Gedung Eksisting

Story	High m	Mass X kN	Mass Y kN
Top Floor	58.70	6114.849	6114.849
Lantai 12	54.2	8269.376	8269.376
Lantai 11	49.7	8917.206	8917.206
Lantai 10	45.2	8499.863	8499.863
Lantai 9	40.7	8432.722	8432.722
Lantai 8	36.2	8813.479	8813.479
Lantai 7	31.7	8478.687	8478.687
Lantai 6	27.2	8630.368	8630.368
Lantai 5	22.7	8622.993	8622.993
Lantai 4	18.2	12603.926	12603.926
Lantai 3	13.7	14068.016	14068.016
Lantai 2	9.2	11959.602	11959.602
Lantai 1	4.7	14895.911	14895.911
Total		128306.998	128306.998

Gaya geser dasar seismik arah x:

$$V_x = C_{sx} \times W_t = 4841.114 \text{ kN}$$

Gaya geser dasar seismik arah y:
 $V_y = C_{sy} \times W_t$
 = 4841.114 kN

Gaya lateral akibat gempa, F (kN), pada setiap lantai harus mematuhi ketentuan yang tercantum dalam Pasal 7.8.3 SNI 1726:2019. Eksponen k yang diterapkan adalah 2, karena nilai periode T lebih besar atau sama dengan 2,5 detik

Tabel 6. Faktor distribusi vertikal dan gaya gempa

Lantai	$w_i \times h_i^{kx}$	$w_i \times h_i^{ky}$
TF	21069875.587	21069875.587
Lt. 12	24292448.252	24292448.252
Lt. 11	22026301.918	22026301.918
Lt. 10	17365560.750	17365560.750
Lt. 9	13968719.681	13968719.681
Lt. 8	11549535.177	11549535.177
Lt. 7	8520147.739	8520147.739
Lt. 6	6385091.681	6385091.681
Lt. 5	4443342.084	4443342.084
Lt. 4	4174924.339	4174924.339
Lt. 3	2640425.846	2640425.846
Lt. 2	1012260.699	1012260.699
Lt. 1	329050.674	329050.674
Σ	137777684	137777684

Lantai	Cvx	Cvy	Fx	Fy
			kN	kN
TF	0.153	0.153	740.335	740.335
Lt. 12	0.176	0.176	853.567	853.567
Lt. 11	0.160	0.160	773.941	773.941
Lt. 10	0.126	0.126	610.176	610.176
Lt. 9	0.101	0.101	490.821	490.821
Lt. 8	0.084	0.084	405.818	405.818
Lt. 7	0.062	0.062	299.374	299.374
Lt. 6	0.046	0.046	224.354	224.354
Lt. 5	0.032	0.032	156.126	156.126
Lt. 4	0.030	0.030	146.695	146.695
Lt. 3	0.019	0.019	92.777	92.777
Lt. 2	0.007	0.007	35.568	35.568
Lt. 1	0.002	0.002	11.562	11.562
Σ			4841.11	4841.11

Menurut ketentuan yang tercantum dalam Pasal 11.3.4 SNI 1726:2019, perlu diperhitungkan eksentrisitas

bawaan yang disebabkan oleh offset pusat massa dan kekakuan pada setiap tingkat selama proses analisis.

Tabel 7. Eksentrisitas rencana

Story	Pusat Massa		Pusat Rotasi	
	XCM	YCM	XCR	YCR
TF	20.206	18.021	20.810	18.011
Lt. 12	19.585	18.352	20.734	18.010
Lt. 11	19.507	18.341	20.676	18.010
Lt. 10	19.733	18.355	20.616	18.010
Lt. 9	19.464	18.354	20.549	18.009
Lt. 8	19.455	18.344	20.470	18.009
Lt. 7	18.299	18.091	20.370	18.008
Lt. 6	18.468	18.242	20.236	18.008
Lt. 5	18.592	18.464	20.064	18.008
Lt. 4	19.623	18.357	20.003	18.006
Lt. 3	20.107	18.438	20.162	18.005
Lt. 2	19.377	18.302	20.347	18.003
Lt. 1	18.747	18.121	20.603	18.002

Story	Eksentrisitas Teoritis (e)		ed = e - 0.05b	
	X	Y	X	Y
TF	-0.605	0.011	-2.405	-1.789
Lt. 12	-1.149	0.342	-2.949	-1.458
Lt. 11	-1.168	0.331	-2.968	-1.469
Lt. 10	-0.883	0.345	-2.683	-1.455
Lt. 9	-1.085	0.344	-2.885	-1.456
Lt. 8	-1.014	0.335	-2.814	-1.465
Lt. 7	-2.071	0.083	-3.871	-1.717
Lt. 6	-1.768	0.234	-3.568	-1.566
Lt. 5	-1.472	0.456	-3.272	-1.344
Lt. 4	-0.380	0.351	-2.180	-1.449
Lt. 3	-0.055	0.433	-1.855	-1.367
Lt. 2	-0.970	0.299	-2.770	-1.502
Lt. 1	-1.857	0.119	-3.657	-1.681

Tabel 8. Koordinat Pusat Massa

Story	Koordinat Pusat Massa	
	XCM	YCM
TF	22.610	19.811
Lt. 12	22.534	19.810
Lt. 11	22.476	19.810
Lt. 10	22.416	19.810
Lt. 9	22.349	19.809
Lt. 8	22.270	19.809
Lt. 7	22.170	19.808
Lt. 6	22.036	19.808
Lt. 5	21.864	19.808
Lt. 4	21.803	19.806
Lt. 3	21.962	19.805
Lt. 2	22.147	19.803
Lt. 1	22.403	19.802

Kombinasi Beban

Sesuai dengan persyaratan yang tertera dalam Pasal 7.4.2.2 SNI 1726:2019, wajib mempertimbangkan pengaruh beban gempa baik secara horizontal maupun vertikal. Beban gempa juga perlu dimodifikasi untuk memperhitungkan kekuatan ekstra pada sistem, sebagaimana yang dijelaskan dalam Pasal 7.4.3.1 SNI 1726:2019. Sehingga kombinasi pembebanan dalam gedung eksisting adalah sebagai berikut:

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 LL + 0.8 LR + (0.5 Lr dan R)
- 1.2 D + 1 LL + 0.5 LR + (1.6 Lr dan R)
- 1.374 D + 1 LL + 0.5 LR + 0.39 Qx + 1.3 Qy
- 1.294 D + 1 LL + 0.5 LR - 0.39 Qx + 1.3 Qy
- 1.106 D + 1 LL + 0.5 LR + 0.39 Qx - 1.3 Qy
- 1.026 D + 1 LL + 0.5 LR - 0.39 Qx - 1.3 Qy
- 1.374 D + 1 LL + 0.5 LR + 1.3 Qx + 0.39 Qy
- 1.106 D + 1 LL + 0.5 LR - 1.3 Qx + 0.39 Qy
- 1.296 D + 1 LL + 0.5 LR + 1.3 Qx - 0.39 Qy
- 1.024 D + 1 LL + 0.5 LR - 1.3 Qx - 0.39 Qy
- 0.726 D + 0.39 Qx + 1.3 Qy
- 0.806 D - 0.39 Qx + 1.3 Qy
- 0.994 D + 0.39 Qx - 1.3 Qy
- 1.074 D - 0.39 Qx - 1.3 Qy
- 0.726 D + 1.3 Qx + 0.39 Qy
- 0.994 D - 1.3 Qx + 0.39 Qy
- 0.806 D + 1.3 Qx - 0.39 Qy
- 1.074 D - 1.3 Qx - 0.39 Qy
- 1 D + 1 LL + 1 LR

Partisipasi Massa

Diperlukan analisis untuk menetapkan variasi getar alami struktur. Analisis ini harus mencakup jumlah ragam yang mencukupi untuk mencapai partisipasi massa ragam terkombinasi sebanyak 100% dari massa

struktur. Untuk mencapai persyaratan ini, pada ragam satu badan kaku dengan periode 0,05 detik, diijinkan menggunakan semua ragam dengan periode di bawah 0,05 detik. Sebagai alternatif, analisis dapat memasukkan jumlah ragam minimum yang diperlukan untuk mencapai setidaknya 90% dari massa ragam terkombinasi dalam setiap arah horizontal ortogonal berdasarkan respons model yang diuji. Pada gedung eksisting, percepatan dari jumlah ragam yang digunakan telah memenuhi persyaratan tersebut, sebagaimana tercermin pada nilai di bawah ini.

Tabel 9. Persentase Modal Partisipasi Massa

Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.95	91.28
Modal	Acceleration	UY	99.95	91.20

Tabel 10. Rekapitulasi Ragam Getar Alami

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
	sec				
1	3.10	0.67	0.01	0.67	0.01
2	3.09	0.01	0.65	0.69	0.66
3	2.66	0.00	0.01	0.69	0.68
4	1.55	0.00	0.00	0.69	0.68
5	1.10	0.00	0.14	0.69	0.82
6	1.07	0.14	0.00	0.83	0.82
7	0.96	0.00	0.01	0.83	0.83
8	0.64	0.00	0.03	0.83	0.86
9	0.62	0.05	0.00	0.88	0.86
10	0.58	0.00	0.01	0.88	0.88
11	0.49	0.00	0.00	0.88	0.88
12	0.42	0.00	0.01	0.88	0.90
13	0.41	0.01	0.00	0.90	0.90
14	0.38	0.00	0.00	0.90	0.90
15	0.34	0.00	0.00	0.91	0.90
16	0.34	0.00	0.00	0.91	0.91

Sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, dari hasil perhitungan diatas, jumlah ragam minimum untuk mencapai massa ragam tekombinasi 90% dari massa aktual terdapat pada ragam getar (*modal*) 13

Kontrol Gaya Geser Dasar

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1, gaya geser dasar hasil analisis dinamis (Vt) harus memikul 100% dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen.

Tabel 11. Gaya geser dasar sebelum penskalaan gaya

Tipe Beban Gempa		F _x kN	F _y kN
Statis	User Load EQ _x	4840.4	0.00
	User Load EQ _y	0.00	4840.4
Dinamis	RSP _x	3422.8	55.9
	RSP _y	55.9	3351.8

Cek konfigurasi $V_{dinamis} \geq V_{statis}$

Arah	V Dinamis	V Statis	Keterangan
X	3422.8	4840.4	Tidak Memenuhi
Y	3351.8	4840.4	Tidak Memenuhi

Dari hasil output diatas, syarat dari (SNI 1726:2019) pasal 7.9.1.4.1 yaitu $V_{dinamis} \geq V_{statis}$ tidak terpenuhi maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t atau penskalaan gaya.
 Faktor skala X (lama) = 1839.4 mm/s^2
 Faktor skala Y (lama) = 1839.4 mm/s^2

$$\text{Faktor skala X (baru)} = 1839.4 \times \frac{4840.4}{3422.8} = 2601.178 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{Faktor skala Y (baru)} = 1839.4 \times \frac{4840.4}{3351.8} = 2656.277 \text{ mm/s}^2$$

Arah	V Dinamis	V Statis	Keterangan
X	4840.41	4840.40	Memenuhi
Y	4840.44	4840.40	Memenuhi

Kontrol Simpangan

Kontrol desain struktur dilakukan terhadap pengecekan batas simpangan yang diatur dalam SNI 1726:2019.

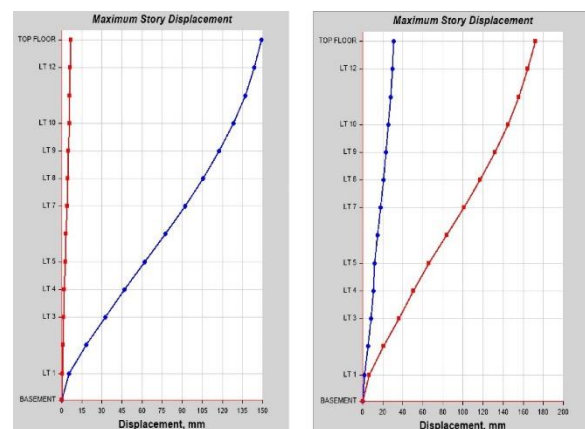
Tabel 12. Kontrol Simpangan Arah X

Story	Δ_i mm	Δ_{ijin} mm	Kontrol $\Delta_i \leq \Delta_{ijin}$
TF	19.518	67.500	Memenuhi
Lt. 12	24.999	67.500	Memenuhi
Lt. 11	32.146	67.500	Memenuhi
Lt. 10	38.643	67.500	Memenuhi
Lt. 9	44.378	67.500	Memenuhi
Lt. 8	49.537	67.500	Memenuhi
Lt. 7	53.933	67.500	Memenuhi
Lt. 6	56.925	67.500	Memenuhi
Lt. 5	55.876	67.500	Memenuhi
Lt. 4	51.293	67.500	Memenuhi
Lt. 3	52.114	67.500	Memenuhi

Lt. 2	47.381	70.500	Memenuhi
Lt. 1	19.767	63.750	Memenuhi
Base	0.000	0.000	-

Tabel 13. Kontrol Simpangan Arah Y

Story	Δ_i mm	Δ_{ijin} mm	Kontrol $\Delta_i \leq \Delta_{ijin}$
TF	26.719	67.500	Memenuhi
Lt. 12	32.685	67.500	Memenuhi
Lt. 11	40.583	67.500	Memenuhi
Lt. 10	47.663	67.500	Memenuhi
Lt. 9	53.684	67.500	Memenuhi
Lt. 8	58.978	67.500	Memenuhi
Lt. 7	63.188	67.500	Memenuhi
Lt. 6	65.021	67.500	Memenuhi
Lt. 5	57.042	67.500	Memenuhi
Lt. 4	52.551	67.500	Memenuhi
Lt. 3	56.012	67.500	Memenuhi
Lt. 2	53.060	70.500	Memenuhi
Lt. 1	22.906	63.750	Memenuhi
Base	0.000	0.000	-



Gambar 3. Grafik Simpangan Arah X dan Y

Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh perhitungan dibawah atau sama dengan atau kurang dari θ_{maks} .

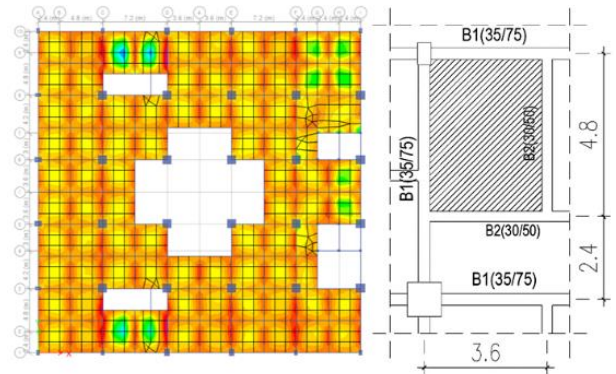
Tabel 14. P-delta Sumbu X

Story	θ_i	θ_{Maks}	Keterangan
TF	0.01	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 12	0.02	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 11	0.02	0.09	P-delta diabaikan

Lt. 10	0.03	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 9	0.03	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 8	0.04	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 7	0.05	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 6	0.06	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 5	0.06	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 4	0.06	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 3	0.07	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 2	0.07	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 1	0.04	0.09	P-delta diabaikan

Tabel 15. P-delta Sumbu Y

Story	θ_i	θ_{Maks}	Keterangan
TF	0.02	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 12	0.02	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 11	0.03	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 10	0.03	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 9	0.04	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 8	0.05	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 7	0.06	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 6	0.07	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 5	0.06	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 4	0.06	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 3	0.08	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 2	0.08	0.09	P-delta diabaikan
Lt. 1	0.04	0.09	P-delta diabaikan



Gambar 5. Distribusi Momen Pelat Lantai

Tabel 16. Output Momen Pelat Lantai

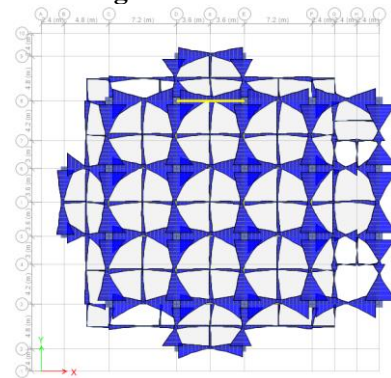
No	Momen	Story	M11 (kNm)	M22 (kNm)
1	Mtx	Lantai 2		-9.399
2	Mlx	Lantai 2		5.488
3	Mty	Lantai 2	-15.236	
4	Mly	Lantai 2	8.043	

Setelah dilakukan analisa, didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut.

Tabel 17. Perhitungan Momen

Momen	Tulangan	ϕM_n (kNm)	M_u (kNm)	$\phi M_n > M_u$
Tump. X (-)	M10 - 150	20.406	9.399	Memenuhi
Lap. X (+)	M10 - 150	18.820	5.488	Memenuhi
Tump. Y (-)	M10 - 150	20.751	15.236	Memenuhi
Lap. Y (+)	M10 - 150	16.740	8.043	Memenuhi

Desain Penulangan Balok

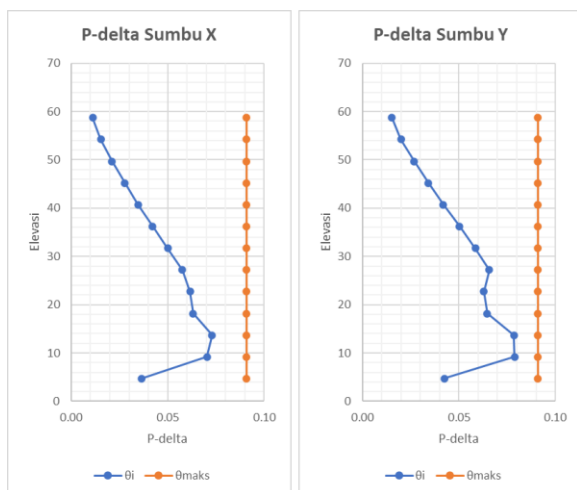


Gambar 6. Balok yang Ditinjau

Tabel 18. Output Momen Balok

No	Momen	Story	Kombinasi	M- (kNm)	M+ (kNm)
1	M. tump (-)	Lt. 6	Envelope	-670.7010	
2	M. tump (+)	Lt. 6	Envelope		408.4299
3	M. lap (-)	Lt. 6	Envelope	-278.9073	
4	M. lap (+)	Lt. 6	Envelope		274.1204

- Tulangan pada momen negatif tumpuan
 Direncanakan pemasangan tulangan tumpuan sebagai berikut,
 Tulangan Tarik (As) = 8 D22

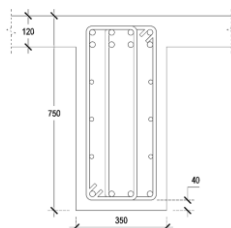


Gambar 4. Grafik Pengaruh P-delta

Desain Penulangan Pelat Lantai

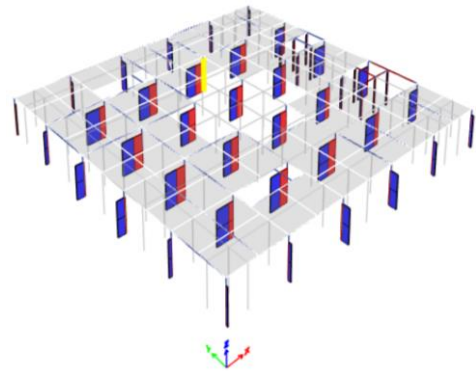
Perhitungan momen pada pelat lantai didapatkan dari output program bantu ETABS 2018.

Tulangan Tekan (A_s') = 4 D22
 Kontrol kapasitas momen,
 $M_r > M_u$
 $699.682 \text{ kNm} > 670,701 \text{ kNm}$ (OK)
 - Tulangan pada momen positif tumpuan
 Direncanakan pemasangan tulangan tumpuan sebagai berikut,
 Tulangan Tarik (A_s) = 4 D22
 Tulangan Tekan (A_s') = 8 D22
 Kontrol kapasitas momen,
 $M_r > M_u$
 $768.669 \text{ kNm} > 408.429 \text{ kNm}$ (OK)
 - Tulangan pada momen negatif lapangan
 Direncanakan pemasangan tulangan lapangan sebagai berikut,
 Tulangan Tarik (A_s) = 8 D22
 Tulangan Tekan (A_s') = 4 D22
 Kontrol kapasitas momen,
 $M_r > M_u$
 $699.682 \text{ kNm} > 278.903 \text{ kNm}$ (OK)
 - Tulangan pada momen positif lapangan
 Direncanakan pemasangan tulangan lapangan sebagai berikut,
 Tulangan Tarik (A_s) = 4 D22
 Tulangan Tekan (A_s') = 8 D22
 Kontrol kapasitas momen,
 $M_r > M_u$
 $768.669 \text{ kNm} > 274.120 \text{ kNm}$ (OK)
 - Desain penulangan sengkang pengeang balok pada daerah sendi plastis
 Direncanakan tulangan sengkang 4 D13 – 100 mm
 Kontrol kekuatan tulangan sengkang,
 $\phi V_n > V_e$
 $764468.796 \text{ N} > 377973.638 \text{ N}$ (OK)
 - Desain penulangan sengkang pengeang balok pada daerah luar sendi plastis
 Direncanakan tulangan sengkang 4 D13 – 100 mm
 Kontrol kekuatan tulangan sengkang,
 $\phi V_n > V_e$
 $677318.801 \text{ N} > 350166.962 \text{ N}$ (OK)
 - Tulangan torsi balok
 Cek,
 $\phi T_{th} < T_u$
 $10.679 < 76.501$ (Dibutuhkan tulangan torsi)
 Direncanakan tulangan torsi sejumlah 6 D19
 Cek,
 $A_l > A_{lmin}$
 $1025.76 \text{ mm}^2 > 1171.188 \text{ mm}^2$ (OK)



Gambar 7. Detail Penulangan Balok B1

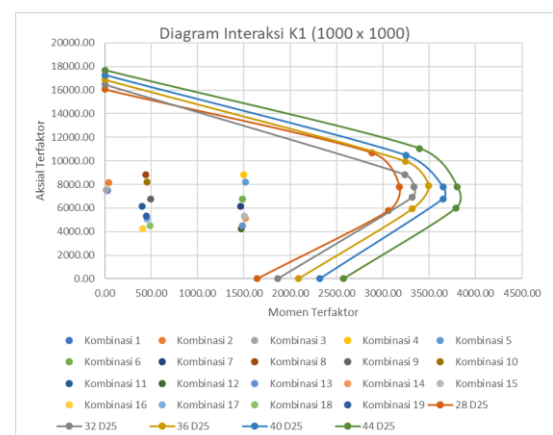
Desain Penulangan Kolom



Gambar 8. Kolom yang Ditinjau (C3) Lantai 2
 - Desain penulangan longitudinal kolom

Tabel 19. Rekapitulasi aksial dan momen rencana

Kondisi	28 D 25		32 D 25	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN)
Sentris	16078.111	0.000	16480.698	0.000
Patah Desak	10700.793	2880.967	8845.448	3238.752
Balance	7822.128	3177.124	7787.524	3335.764
Balance 1.25 f_y	7033.285	3300.775	6895.219	3577.236
Patah Tarik	5798.313	3058.531	6925.982	3316.372
Lentur Murni	0.000	1639.528	0.000	1861.980
Kondisi	36 D 25		40 D 25	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN)
Sentris	16883.285	0.000	17285.873	0.000
Patah Desak	9966.401	3246.405	10492.860	3247.517
Balance	7887.359	3494.175	7787.524	3650.954
Balance 1.25 f_y	6822.309	3766.246	6892.762	3802.403
Patah Tarik	5929.995	3313.871	6791.123	3649.501
Lentur Murni	0.000	2084.845	0.000	2316.557
Kondisi	44 D 25			
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN)		
Sentris	17688.460	0.000		
Patah Desak	11062.180	3395.684		
Balance	7807.918	3803.993		
Balance 1.25 f_y	6744.210	3972.078		
Patah Tarik	5984.952	3785.720		
Lentur Murni	0.000	2573.158		



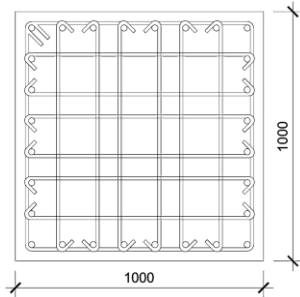
Gambar 9. Diagram Interaksi K1

Dari diagram interaksi diatas dapat dilihat bahwa P dan M pada kolom yang ditinjau masuk ke dalam area 28 D25.

- Desain penulangan transversal kolom
 Direncanakan tulangan sengkang pengeang kolom 8 D13-100 mm

Cek,
 $\phi V_n > V_e$

$$3100.017 \text{ kN} > 2708.328 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$



Gambar 10. Detail Penulangan Kolom K1

Persyaratan Strong Coloumn Weak Beam

Kontrol persyaratan:

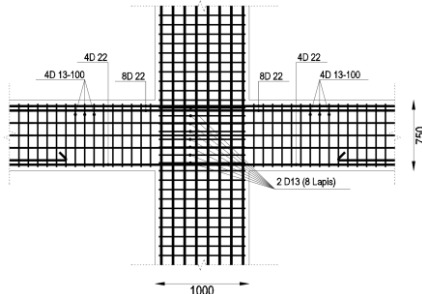
$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

$$3279056265.73 \text{ Nmm} \geq 1957802372.02 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

Penulangan Hubungan Balok Kolom

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times V_n > V_{jh} \\ &= 0.75 \times 3258949.217 > 1849788.008 \\ &= 2444211.913 > 1849788.008 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser horizontal 8 lapis 2 D13
 As tulangan longitudinal kolom > A_{jv} yang dibutuhkan, sehingga tidak diperlukan lagi tulangan geser vertikal karena sudah ditahan oleh tulangan longitudinal kolom yang terpasang.



Gambar 11. Detail penulangan daerah HBK

- Tulangan torsi: 6 D16
- 3. Penulangan kolom K1:
 - Tulangan longitudinal: 28 D25
 - Tulangan transversal pada daerah sendi plastis dan luar sendi plastis: 8 D13-100
- 4. Perencanaan hubungan balok-kolom:
 - Tulangan geser horizontal: 8 lapis 2 D13.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. (2017). *SNI 2052:2017 Baja Tulangan Beton*. Badan Standardisasi Nasional.
- Anonim. (2019a). *SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Badan Standardisasi Nasional.
- Anonim. (2019b). *SNI 2847:2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (ACI 318M-14 dan ACI 318RM-14, MOD)*. Badan Standardisasi Nasional.
- Anonim. (2020). *SNI 1727:2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Badan Standardisasi Nasional.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. PUSTAKA PELAJAR (Anggota IKAPI).

5. PENUTUP

Hasil perhitungan perencanaan Gedung 1 Teknik Informatika dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, mengacu pada SNI terbaru, dapat disajikan sebagai berikut:

1. Tulangan pelat lantai:
 - Wiremesh M10-150.
2. Penulangan balok B1:
 - Tulangan longitudinal tumpuan: tarik - 8 D22, tekan - 4 D22
 - Tulangan longitudinal lapangan: tarik - 4 D22, tekan - 8 D22
 - Tulangan sengkang pengekang daerah sendi plastis: 4 D13-100
 - Tulangan sengkang pengekang daerah luar sendi plastis: 4 D13-150