

BAB II PERANCANGAN BANGUNAN GEDUNG 3 LANTAI DI YOGYAKARTA

2.1 Penjelasan Umum

Praktik Perancangan Bangunan Gedung adalah salah satu mata kuliah praktik perancangan yang difokuskan untuk mencapai output berupa desain, perancangan dan analisis dari struktur gedung bertingkat yang didasarkan pada ketentuan SNI dan memiliki outcome untuk mahasiswa agar mahasiswa memiliki keahlian dan pengetahuan dasar dalam merencanakan suatu bangunan gedung.

Pada perancangan ini dibantu oleh software yaitu ETABS, IKOLAT, AutoCAD dan buku panduan Praktik Perancangan Bangunan Gedung yang telah disusun oleh Ir. Haryanto YW MT. sebagai referensi dan buku *steel design* oleh Segui (2006). Pengerjaan Praktik Perancangan Bangunan Gedung dimulai pada perancangan atap, pelat, balok, kolom, dan pondasi.

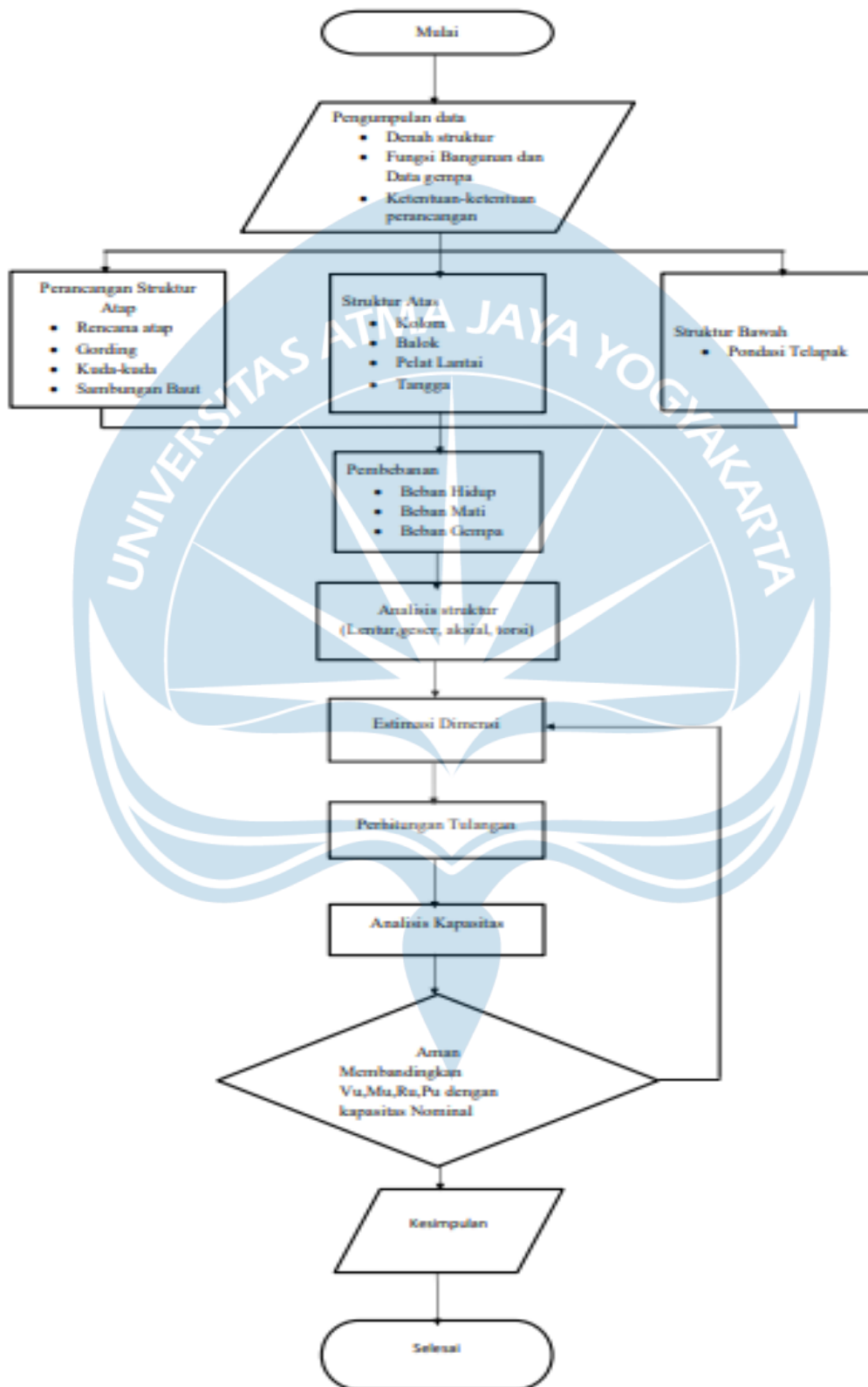
Output pada perancangan ini adalah gedung 3 Lantai yang dapat direalisasikan dan telah dihitung keamanannya terhadap gaya internal dan eksternal dari struktur tersebut.

2.2 Referensi Perancangan

Peraturan-peraturan yang diacu antara lain:

1. SNI 1726:2019 Tata cara perancangan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non-gedung.
2. SNI 1729:2015 Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.
3. SNI Pembebanan 2013 Beban minimum untuk perancangan gedung dengan struktur lain.
4. SNI 2874:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan sebagai revisi dari Standar Nasional Indonesia.
5. Serta lampiran-lampiran pendukung seperti tabel profil baja dari PT Gunung Garuda.

2.3 Bagan Alir



Gambar 2.1 Bagan Alir Perancangan Gedung 3 Lantai

2.4 Metode Perancangan

Metode-metode dan *workflow* dari praktik perancangan bangunan gedung yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Pemberian dan konfirmasi data untuk penentuan jumlah kolom, jarak antar kolom, jarak antara balok dan tinggi bangunan serta pembuatan denah gedung perkantoran menurut kaidah menggambar teknik yang benar.
2. Desain layout kuda-kuda beserta rencana dari desain gording.
3. Pemodelan struktur kuda-kuda baja dengan bantuan software ETABS.
4. Desain sambungan struktur rangka kuda-kuda baja dengan sambungan menggunakan sambungan baut.
5. Desain tangga dan bordes beserta detail penulanganya.
6. Desain layout posisi balok induk dan balok anak dan perancangan pelat lantai 2 dan 3 serta detail penggambaran detail tulangan.
7. Desain pemodelan struktur portal bangunan untuk pemodelan pelat lantai dan balok anak dengan menggunakan software ETABS.
8. Menghitung kekuatan struktur terhadap gempa dengan menggunakan metode statik ekuivalen mengikuti SNI 1726-2019.
9. Perhitungan penulangan balok anak lantai 2 dan lantai 3
10. Perhitungan penulangan kolom lantai 1, 2, dan 3 menggunakan aplikasi IKOLAT serta penggambaran lay-out kolom lantai 1, lantai 2, dan lantai 3 beserta detail penulanganya.
11. Perancangan dan penggambaran detail dari pondasi bangunan.

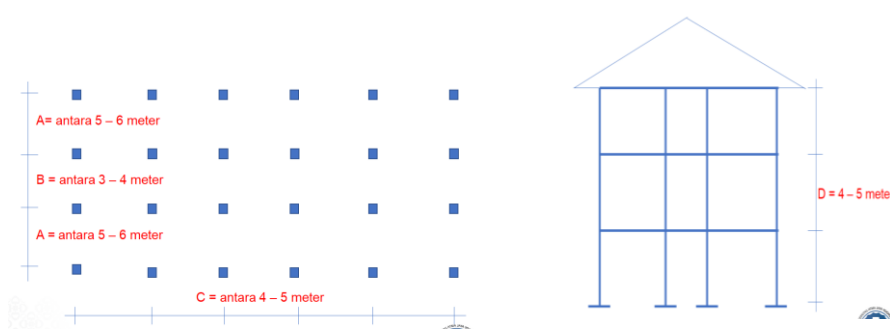
2.5 Hasil Perancangan

Dari metode-metode pelaksanaan yang sudah dijabarkan didapatkan hasil perancangan sebagai berikut:

2.5.1 Hasil Perancangan Denah Gedung

Penentuan jarak antar kolom dan dimensi dari bangunan Gedung 3 Lantai yang akan direncanakan didapatkan sebagai berikut:

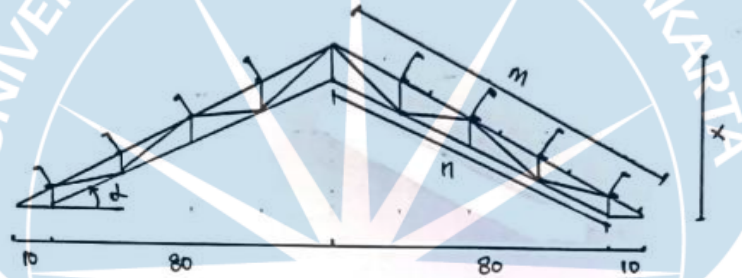
A = 6m B=4m C=4m D=5m.



Gambar 2.2 Jumlah Kolom dan Jarak Antar Balok dan Kolom serta Tinggi *Typical* dari Tiap Lantai Bangunan

2.5.2 Hasil Perancangan Atap

Desain layout kuda-kuda atap didapatkan hasil :
Kemiringan kuda-kuda α (*alpha*) sebesar 30° sehingga didapatkan $m = 103,92$ cm nilai $n = 69,28$ cm dan nilai $x = 51,96$ cm.



Gambar 2.3 Rencana Desain Struktur Kuda-kuda Baja

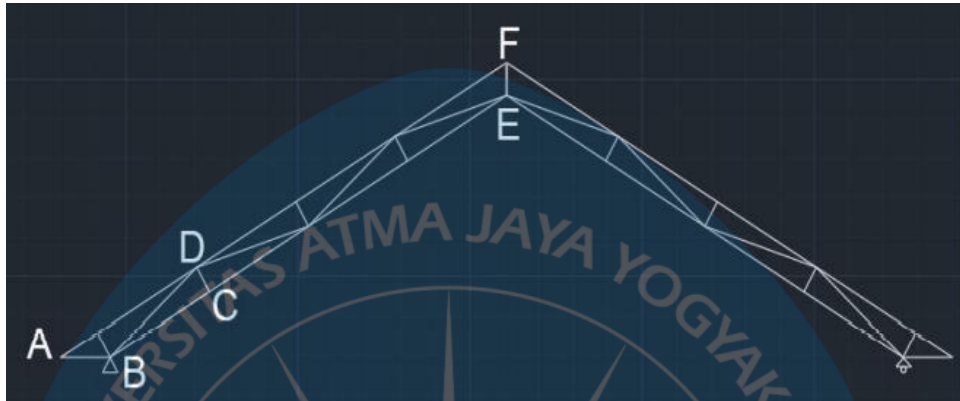
Rencana Desain Gording didapatkan :

Profil : Kanal C 150 x 50 x 20 dengan ketebalan 2,8 mm yang didasarkan pada kemiringan α (*alpha*) sebesar 30° dengan pembebanan yang diterima akibat beban mati yaitu berat sendiri, berat atap, berat plafon. Dan beban hidup yang terdiri dari beban pekerja. Pembebanan dilakukan dengan 2 kombinasi beban yaitu kombinasi 1 berupa 1,4 DL dan kombinasi 2 berupa 1,2 DL + 1,6 LL didapatkan momen ultimate $M_{3,u}$ sebesar 4,8276 kNm dan $M_{2,u}$ sebesar 0,488 kNm. Setelah itu dilakukan cek tegangan pada profil C dan didapatkan $f_b = 234,3544 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$ (f_y dari mutu baja profil bj 37), maka untuk perancangan terhadap tegangan aman. Cek defleksi gording didapatkan 11,9180 mm $\leq 16,677 \text{ mm}$ (**tabel 6.5-2 SNI 03-1729-2002**) maka kesimpulan yang didapatkan profil C 150x50x20 dengan ketebalan 2,8mm aman untuk digunakan

pada bangunan ini. Hitungan Sagrod: luas batang sagrod yang diperlukan sebesar $31,2941 \text{ mm}^2$. (Layout kuda-kuda terdapat pada Lampiran II.1).

2.5.3 Hasil Perancangan Sambungan Baut untuk Gording

Perancangan sambungan didesain dengan meninjau titik-titik yang ditunjukkan pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.4 Gambar Truss Kuda-kuda dan Lokasi Joint yang Ditinjau

Dari informasi baut didapatkan profil baja yang dipilih yaitu 2L dengan ukuran $75 \times 75 \times 9$ dengan ketebalan plat Gusset yang digunakan 1,2 cm dengan tegangan tarik nominal (F_{nv}) sebesar 54 ksi atau setara dengan 372 kN/m^2 dengan diameter baut sebesar $7/8 \text{ inch}$ atau 2,2 cm. Berikut contoh perhitungan baut untuk joint A pada truss kuda-kuda yang ditinjau. Berikut contoh perhitungan sambungan baut pada joint A:



Gambar 2.5 Detail Joint A pada Truss Kuda-kuda

Diketahui batang tarik max 20,53 kN dan diketahui untuk luas bruto penampang baut (A_b) adalah $3,8 \text{ cm}^2$ dan untuk 2 baut adalah $7,6 \text{ cm}^2$ maka didapatkan:

- a. Hasil kuat geser (R_n) dari hasil perkalian tegangan tarik nominal dan luasan baut didapatkan hasil 282,72 kN. Kuat rencana desain didapatkan dengan mengkalikan kuat geser dengan faktor reduksi sebesar 0,75 sehingga didapatkan kuat desain sebesar 212,04 kN.
- b. Untuk perhitungan kuat tahanan tumpu baut didapatkan (R_n) sebesar 175,824 kN. Untuk lakukan kontrol keamanan terhadap kuat tahanan tumpu baut maka dilakukan cek terhadap kuat tahanan tumpu baut pada lubang yang berada paling dekat dengan *gusset plat*. Diameter lubang (**berdasarkan SNI 1729: 2015, tabel J3.4 M**) didapatkan (h) sebesar 2,8 cm sehingga didapatkan ujung lubang terdekat dari plat gusset (l_c) sebesar 2,6 cm. Lalu (R_n) untuk ujung lubang terdekat dibandingkan dengan kuat tahanan tumpu baut didapatkan (R_n) ujung lubang sebesar $103,896 \text{ kN} < (R_n)$ tahanan tumpu baut yang sebesar 175,824 kN. Dan cek untuk lubang lain didapatkan (l_c) sebesar 3,2 cm dan R_n sebesar $127,872 \text{ kN} < 175,824 \text{ kN}$. Dan dapat disimpulkan titik tahanan tumpu baut $<$ kuat geser baut maka R_n diperoleh $103,896 \text{ kN} + 127,872 \text{ kN}$ yaitu sebesar 231,76 kN. Perancangan untuk desain didapatkan dengan mengkalikan dengan faktor reduksi 0,75 sehingga didapatkan kuat geser desain sebesar 173,82 kN
- c. Tegangan pada *gross area* didapatkan dengan mengalikan tegangan leleh (f_y) dengan *gross area* (A_g) dan didapatkan tegangan (P_n) sebesar 304,56 kN. Perancangan untuk desain didapatkan dengan mengkalikan dengan faktor reduksi 0,9 sehingga didapatkan desain tegangan pada *gross area* sebesar 274,104 kN.
- d. Tegangan pada *net area* didapatkan dengan mengalikan tegangan ultimate (f_u) dengan *net area* (A_e) sehingga didapatkan tegangan pada net area sebesar 261,96 kN. Perancangan untuk desain dapat

didapatkan dengan mengkalikan dengan faktor reduksi 0,75 sehingga didapatkan desain tegangan untuk *net area* sebesar 196,47 kN.

- e. Keruntuhan geser blok didapatkan dari membandingkan kuat geser blok dan dipilih kuat geser yang terkecil untuk digunakan sebagai angka aman terhadap keruntuhan geser blok. Diketahui luas bruto akibat geser (A_{gv}), luas netto akibat geser (A_{nv}), luas netto akibat tarik (A_{nt}) berturut-turut adalah 18 cm², 11,142 cm², 3,114 cm². Kekuatan geser akibat blok dapat dicari dengan rumus:

$$R_n = 0,6 \times F_u \times A_{nv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \leq 0,6 F_y \times A_{gv} + U_{bs} \times F_u \times A_{nt} \quad (2.1)$$

Didapatkan nilai (R_n) 362,57 kN < 374,418 kN, maka 362,57 kN dipilih untuk angka aman. Perancangan untuk desain didapatkan dengan mengkalikan faktor reduksi 0,75 sehingga didapatkan kuat geser blok desain sebesar 271,93 kN

- f. Kuat geser nominal baut dalam sambungan tipe friksi didapatkan dengan rumus:

$$R_n = 1,13 \phi \times \mu \times m T_b \quad (2.2)$$

Dengan $\phi = 0,85$ untuk lubang selot pendek dan lubang besar dan koefisien gesek (μ) digunakan 0,35. Dan m adalah 2. Gaya tarik minimum baut (T_b) sebesar 176 kN didapatkan hasil kuat geser nominal (R_n) sebesar 101,42 kN. Perancangan untuk kuat desain didapatkan kuat geser nominal desain sebesar 202,84 kN

Setelah perhitungan terhadap tiap keruntuhan didapatkan maka design baut dapat di simpulkan dan di tinjau kekuatan desain yang paling kecil terhadap gaya tarik. Maka didapatkan hasil 173,82 > 20,53 maka joint A aman terhadap gaya tarik. Berikut rekapitulasi perhitungan joint dalam bentuk tabel:

Tabel 2.1 Rekapitulasi Kuat Desain Sambungan Baut Terhadap risiko Kegagalan Baut Akibat Gaya Tarik Tiap Joint

Tinjauan	Joint A	Joint B	Joint C	Joint D	Joint E	Joint F
Gaya batang tarik Max	20,53	95,64	0	36,28	55,14	90,45
Kuat tahanan tumpu	173,82	173,82	173,82	173,82	173,82	173,82
Kuat Geser	212,04	212,04	212,04	212,04	212,04	212,04
Tegangan pada gross area	274,104	274,104	274,104	274,104	274,104	274,104
Tegangan pada net area	196,47	196,47	196,47	196,74	196,47	196,47
Kuat geser blok	271,93	271,93	271,93	271,93	271,93	271,93
Kuat nominal slip	202,84	202,84	202,84	202,84	202,84	202,84
Kesimpulan	aman	aman	aman	aman	aman	aman

2.5.4 Hasil Perancangan Tangga dan Bordes

Tangga direncanakan dengan dimensi optrede dan antrede secara berturut-turut 180 dan 280 mm dengan jumlah anak tangga 28 anak tangga dan panjang tangga 3,75 m. Sudut kemiringan tangga didapatkan 32,74°. Dan lebar plat adalah 150 mm serta lebar bordes minimum sebesar 1800 mm. Pembebanan tangga dan bordes terdiri dari beban hidup dan beban mati sebesar. Untuk beban hidup tangga dan bordes menurut SNI (bangunan kantor) adalah sebesar 4,79 kN (Berdasarkan SNI 1729:2013). Dan untuk beban mati dari tangga dan bordes didapatkan 8,6 kN/m dan 5,8 kN/m. Lalu hasil diolah menggunakan bantuan software ETABS untuk mendapatkan SFD (*shearing force diagram*) dan BMD (*bending momen diagram*) akibat beban hidup dan beban mati dari tangga dan bordes.

Untuk melakukan desain pada tangga dan bordes maka diperlukan nilai kuat geser (R_n) yang telah didapatkan dari software. Dari software diketahui untuk A_s tumpuan lapangan nilai 132,7323 mm² dan A_s tulangan lapangan dengan nilai 50,6255 mm². Perhitungan A_s dan jarak S untuk tumpuan lapangan.

Kuat geser (R_n) untuk tumpuan lapangan pada tangga didapatkan 4,02 Mpa. Kuat geser (R_n) akan digunakan untuk menghitung ρ yang dibutuhkan oleh tangga dengan rumus. Rumus mencari nilai ρ_{perlu} :

$$\rho = \frac{0,85}{f_y} f_c' \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f_c'}} \right) \quad (2.3)$$

Nilai yang ρ yang telah ditinjau akan digunakan sebagai perhitungan untuk kebutuhan luas tulangan lentur yang diperlukan dengan rumus:

$$A_s = \rho \times b_w \times d \quad (2.4)$$

Setelah mendapatkan A_s yang dibutuhkan dilakukan perbandingan dengan A_s minimum yang didapatkan dengan rumus:

$$A_{smin} = 0,018 \times b \times h \quad (2.5)$$

Lalu dipilih yang lebih besar sebagai A_s yang dipakai.

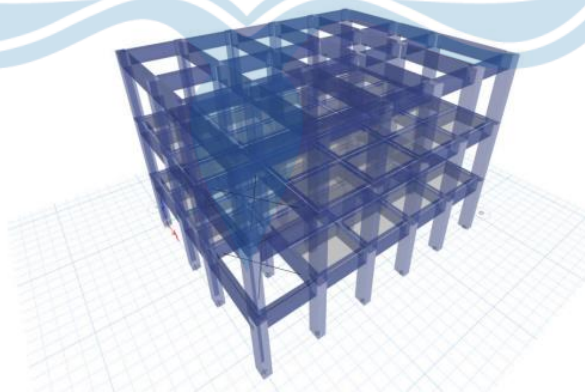
Perhitungan jarak antar tulangan lentur menggunakan rumus:

$$s = \frac{A_{s \text{ tulangan}}}{A_{s \text{ perlu}}} b_w \quad (2.6)$$

Dari perhitungan didapatkan nilai ρ_{perlu} sebesar 0,019 untuk tulangan lapangan tangga dengan nilai A_s yang dibutuhkan $2346,5 \text{ mm}^2$, A_s minimum 270 mm^2 sehingga A_s yang dipakai $2346,5 \text{ mm}^2$. s yang dibutuhkan 100 mm . Lalu cek A_s susut dengan 150 mm didapatkan A_s susut $> A_s$ min. ($373.103 \text{ mm}^2 > 270 \text{ mm}^2$ Ok!). Dari perhitungan didapatkan tulangan yang digunakan untuk tulangan tumpuan balok bordes 5D16 dengan tulangan susut 2D10 dan sengkang P10-100 dan tulangan lapangan 5D 16 dengan sengkang P10-200.

2.5.5 Hasil Pemodelan 3D Dari Gedung

Gambar struktur bangunan dibuat berdasarkan data yang telah ditentukan sebelumnya. Lalu pembebanan dilakukan dengan beban hidup, beban mati dan beban gempa sesuai dengan perhitungan dan sesuai dengan tata cara pembebanan SNI Pembebanan 2013.



Gambar 2.5 Pemodelan 3D Struktur Bangunan Gedung dengan *ETABS*

2.5.6 Analisis Beban Gempa Berdasarkan SNI 1726-2019

Analisis beban gempa berdasarkan SNI 1726-2019 dilakukan dengan mencari parameter-parameter gempa di lokasi dari bangunan, kategori risiko bangunan, dan pembebanan beban mati dan hidup dari tiap lantai yang akan

diolah menjadi beban efektif bangunan. Dan akan di hitung distribusi gaya seismic dari tiap lantainya. Dari perhitungan didapatkan distribusi gaya seismic sebagai berikut:

Tabel 2.2 Distribusi Gaya Seismic dari Bangunan

Distribusi Gaya Seismic					
Lantai	W(kN)	h(m)	$Wx.hx^k$	Cvx	$Fx(kN)$
Atap	1090,352	15	16024,28	0,1500014	203,4904
2	6078,24	10	59734,86	0,5591711	758,5659
1	6289,64	5	31068,38	0,2908275	394,5337
Base	0	0	0	0	0
Total	13458,232		106827,5		

2.5.7 Hasil Perancangan Penulangan Balok Induk dan Balok Anak

Perhitungan balok anak dan dilakukan terhadap balok yang mengalami momen terbesar yang datanya didapatkan dari software. Perhitungan tulangan untuk balok anak 1 panjang 4 m di lantai 3 dengan code balok B39 dengan Mu^+ sebesar 81,37 kNm Mu^- sebesar 8,61 kNm dan Vu sebesar 26,72 kN. Nilai d didapatkan dengan mengurangi h dengan d' didapatkan 337,5 mm. Untuk menentukan nilai ρ memerlukan nilai Rn dengan rumus:

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \cdot ds^2} \quad (2.7)$$

Rumus mencari nilai ρ_{perlu} :

$$\rho = \frac{0,85}{f_y} f_c' \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f_c'}} \right) \quad (2.8)$$

Rumus mencari nilai ρ_{min} :

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.9)$$

Rumus mencari nilai ρ_{max} :

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \left(\frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.10)$$

Dengan syarat $\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}}$

Nilai yang ρ yang telah ditinjau akan digunakan sebagai perhitungan untuk kebutuhan luas tulangan lentur yang diperlukan dengan rumus:

$$As = \rho b d \quad (2.11)$$

Jumlah tulangan yang dipakai digunakan rumus:

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} \quad (2.12)$$

Dari perhitungan didapatkan ρ tulangan lapangan yang didapatkan $0,0033 < 0,0068 < 0,0184$ jadi nilai ρ dapat digunakan. As tulangan yang diperlukan. N yang didapatkan 1,4 dipakai 2D25. Nilai X didapatkan 150 mm > 25 mm. As total 981,25 mm² dan nilai ds 62,5 mm. Lalu dilakukan cek $\Phi M_n > M_u$. Mencari nilai a dengan rumus:

$$a = \frac{As \times F_y}{0,85 \times f_c' \times b} \quad (2.13)$$

Nilai a didapatkan 64,65 mm

Mencari nilai z dengan rumus:

$$z = d - a/2 \quad (2.14)$$

Nilai z didapatkan 305,175 mm

Mencari nilai Ts dengan rumus:

$$Ts = As \times F_y \quad (2.15)$$

Nilai Ts didapatkan 412,125

Perhitungan ΦM_n didapatkan dari rumus:

$$\Phi M_n = 0,9 \times Ts \times Z \times 10^{-6} \quad (2.16)$$

Dari perhitungan didapatkan $\Phi M_n > M_u$ yaitu $113,193 > 24,66$ kNm maka desain balok aman.

Perhitungan tulangan geser cek apakah dilakukan cek terhadap geser apabila $\Phi v_c < V_u$ maka tidak dibutuhkan tulangan. Untuk jarak antar sengkang dibandingkan 2 dari 2 rumus.

$$S = \frac{As \times F_y \times d}{V_s} \text{ dan } S = \frac{d}{2} \quad (2.17)$$

Apabila S mendapatkan hasil negatif maka digunakan s 600 mm.

Dari perhitungan di dapatkan untuk balok anak digunakan tulangan 4D25 dan sengkang 2P10-600. Untuk balok induk lantai 2,3 dan atap (inner beam) digunakan tulangan 6D25 dan sengkang 2P10-250. Dan untuk balok induk lantai 2,3 dan atap (outer beam) digunakan tulangan 6D25 dengan sengkang 2P10-300.

2.5.8 Hasil Perancangan Kolom

Kolom yang digunakan pada perancangan kali ini menggunakan dimensi (400x400) mm². Setelah memasukan beban mati, beban hidup, dan beban gempa kolom dihitung dengan 10 kombinasi gempa dengan bantuan *software ETABS* untuk mengetahui gaya dan momen maksimal yang terjadi dikolom. Lalu data dimasukan untuk memperoleh persentase ρ yang diharapkan tidak lebih dari 3 %. Jumlah tulangan kolom yang dibutuhkan dihitung dengan rumus:

$$n = \frac{\rho_{tulangan} \cdot A_{kolom}}{A_{tulangan}} \quad (2.18)$$

Perancangan tulangan kolom ditinjau terhadap geser dengan syarat $V_u < \phi V_c$. Perancangan jarak minimum antar tulangan geser dihitung dengan rumus:

$$s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{d} \quad (2.19)$$

Yang kemudian di cek apakah memerlukan tulangan geser atau tidak. Dari perhitungan didapatkan tulangan untuk tulangan kolom digunakan 8D25 dengan sengkang 2P10-150.

2.5.9 Hasil Perancangan Pondasi

Dalam perancangan ini digunakan 2 tipe jenis pondasi tapak. Untuk perhitungannya setelah mendapatkan beban pondasi akibat kombinasi beban mati dan beban hidup dari *software ETABS* lalu di uji untuk beban ultimate harus lebih kecil dari tegangan izin tanah. Desain awal pondasi di uji dengan cek gaya geser satu arah dan dua arah dengan syarat $\phi V_c > V_u$. Rencana penulangan pondasi dilakukan dengan meninjau ρ_{perlu} terhadap nilai ρ_{min} dan ρ_{max} . Nilai dari ρ yang telah ditinjau akan digunakan sebagai perhitungan untuk kebutuhan luas tulangan lentur yang diperlukan dengan rumus $A_s = \rho b d$ dan perhitungan untuk jarak antar tulangan lentur dan bagi menggunakan rumus:

$$s = \frac{A_s \text{ tulangan}}{A_s \text{ perlu}} \times b \quad (2.20)$$

Dari perhitungan didapatkan untuk pondasi tipe untuk dimensi 1800x1800x400 (mm) digunakan tulangan lentur 8D13-250 dengan tulangan

susut 9D13-250. Dan untuk pondasi tipe 2 dengan dimensi 2100x2100x400 (mm) digunakan tulangan lentur 9D13-250 dan tulangan susut 8D19-250.

