



BAB 4

EVALUASI KEKUATAN DAN KINERJA STRUKTUR

4.1. Deskripsi Umum

Bangunan gedung yang dievaluasi pada penelitian ini merupakan gedung perkantoran di Kota Semarang yang mulai dibangun pada tahun 2020 sampai Tahun 2021. Bangunan ini direncanakan dengan 10 lantai + 1 lantai dak dengan tinggi total bangunan adalah 40 meter dengan struktur beton bertulang yang terdiri dari struktur kolom, balok, pelat lantai. Adapun tinggi antar lantai pada bangunan ini direncanakan sebesar 3,85 meter. Struktur bangunan direncanakan dengan beton normal mutu K-300 atau setara dengan f_c' sebesar 25 MPa dan mutu baja tulangan BjTS 40. Berdasarkan (BSN, 2014) mutu baja tulangan BjTS 40 dapat dijabarkan sebagai berikut:

1. Kuat luluh minimum (f_y) = 400 MPa,
2. Kuat tarik minimum (f_u) = 570 MPa.

Sistem struktur bangunan ini direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan dirancang sebagai bangunan yang mampu memikul gaya gempa yang terjadi dengan mengacu pada standar. Adapun standar yang digunakan dalam perancangan struktur atas bangunan gedung ini yaitu:

1. SNI 2847-2013 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung yang digunakan sebagai standar acuan dalam desain struktur beton bertulang yang terdiri dari kolom, balok dan pelat.
2. SNI 1727-2013 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain sebagai standar acuan yang digunakan untuk pembebanan pada struktur.
3. SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung sebagai standar acuan yang digunakan untuk mendesain ketahanan gempa struktur bangunan.

Mengingat bahwa standar yang lebih baru dari standar-standar tersebut telah diterbitkan maka bangunan akan dievaluasi berdasarkan standar-standar terbaru.



Adapun standar-standar yang digunakan dalam penelitian ini dijabarkan sebagai berikut:

1. SNI 2847-2019 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan. Standar tersebut digunakan pada penelitian ini untuk evaluasi kekuatan dan *detailing* elemen-elemen struktur beton bertulang seperti kolom, balok dan hubungan balok kolom secara preskriptif.
2. SNI 1727-2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Adapun standar ini digunakan sebagai acuan dalam melakukan pembebanan dengan perangkat lunak ETABS.
3. SNI 1726-2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Standar ini digunakan sebagai acuan dari parameter-parameter gempa seperti percepatan gempa, faktor modifikasi respons, kategori desain seismik dan lain sebagainya.
4. ASCE/SEI 41-17 tentang *seismic evaluation and retrofit of existing buildings* yang digunakan untuk dapat menentukan metode evaluasi. Kemudian untuk melakukan analisis non linear, maka hubungan momen rotasi dan kriteria penerimaan didefinisikan pula berdasarkan standar ASCE/SEI 41-17. Di samping itu standar ini juga dijadikan acuan target kinerja bangunan yang harus dicapai berdasarkan kategori bangunan dan level kegempaan.
5. ATC 40 tentang *seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* untuk menentukan level kinerja pada level global

Adapun dalam melakukan evaluasi terdapat perangkat lunak yang digunakan yaitu:

1. ETABS 18.1.1

Perangkat lunak ETABS digunakan untuk pemodelan struktur bangunan, analisis struktur, pembebanan, analisis non linear statik metode ASCE 41 CM.

2. Microsoft Excel

Perangkat lunak Microsoft Excel digunakan pada penelitian ini untuk melakukan perhitungan analisis elastik balok, kolom, hubungan balok kolom dan perhitungan momen rotasi balok serta perhitungan level kinerja bangunan.



3. SPColumn

Diagram interaksi kolom pada penelitian ini dihitung dengan menggunakan perangkat lunak SPColumn. Sehingga nilai M_n dan M_{pr} kolom dapat diperoleh dengan perangkat lunak SPColumn.

4. XTRACT v3.0.8

Pada penelitian ini, perangkat lunak XTRACT digunakan untuk mendapatkan properti inelastik penampang yaitu hubungan momen-kurvatur.

4.2. Asumsi-Asumsi yang Digunakan

Berdasarkan (BSN, 2019a) untuk menentukan kelas situs maka diperlukan data tanah yang spesifik pada situs kedalaman 30 m dan jika sifat tanah yang memadai tidak tersedia maka kelas situs tanah yang harus digunakan adalah kelas situs SE. Adapun dalam penelitian ini dikarenakan hanya terdapat data CPT sedangkan untuk menentukan kelas situs berdasarkan SNI 1726-2019 harus ditetapkan dari kecepatan rata-rata gelombang geser, tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata dan kuat geser niralir rata-rata maka diasumsikan kelas situs pada kelas situs SE. Struktur bawah pada penelitian ini tidak dianalisis sehingga diasumsikan tidak ada interaksi tanah struktur. Irregularitas bangunan diabaikan sehingga arah gempa hanya diasumsikan bekerja pada sumbu global yaitu arah x dan y. Pelat diasumsikan sebagai diafragma kaku namun pada penelitian ini tidak dilakukan analisis diafragma. Dalam melakukan perhitungan tidak dihitung bagaimana kondisi ketika terjadi goyangan ke kanan maupun goyangan ke kiri karena nilai gaya dalam terbesar diambil untuk analisis tanpa menunjukkan arah goyangan.

Perhitungan beban pada struktur atap baja tidak dianalisis dalam penelitian ini. Namun demikian beban dari struktur atap baja akan didefinisikan sebagai beban mati tambahan yang membebani struktur bangunan. Nilai beban struktur atap akan diambil suatu besaran berdasarkan analisis yang tidak dijabarkan pada penelitian ini. Evaluasi dilakukan dengan metode mengambil *sampling* pada masing-masing tipe elemen pada setiap lantai dengan menganalisis elemen yang memiliki momen lentur terbesar untuk analisis balok dan menganalisis elemen



yang memiliki gaya aksial terbesar untuk analisis kolom. Tulangan balok diasumsikan disalurkan dengan baik ke hubungan balok kolom sehingga diasumsikan tidak terjadi kegagalan akibat *inadequate embedment* ke dalam hubungan balok kolom. Analisis hubungan balok kolom dilakukan pada masing-masing tipe di tiap lantai dengan asumsi bahwa tidak ada perbedaan koefisien kekuatan pada hubungan balok kolom di elevasi atap dengan elevasi lantai 2 sampai elevasi 10.

Berdasarkan gambar DED, pelat lantai 1 merupakan pelat *slab on ground* sehingga pelat lantai 1 tidak dimodelkan di perangkat lunak ETABS. Elemen balok anak dan *tie beam* diasumsikan tidak terjadi sendi plastis pada ujung-ujungnya dan tidak dievaluasi sebagai sistem pemikul gaya seismik namun hanya diasumsikan memikul beban gravitasi saja. Model analisis non linear yang digunakan pada penelitian ini adalah model *lumped plasticity* dan tidak memodelkan *fiber modelling* maupun *continuum modelling*. Prosedur evaluasi non linear yang digunakan adalah *Nonlinear Static Procedure ASCE 41 Coefficient Method*.

4.3. Perhitungan Penskalaan Gaya

Untuk melakukan perhitungan penskalaan gaya perlu diketahui lokasi bangunan untuk dapat menentukan parameter gerak tanah dan kelas situs tanah. Adapun untuk melakukan perhitungan penskalaan gaya dijabarkan sebagai berikut.

Berdasarkan analisis dengan *website* [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain spektra indonesia 2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/) maka diperoleh data sebagai berikut:

$$S_S = 0,868 \text{ g}$$

$$S_I = 0,3763 \text{ g}$$

Karena tidak terdapat data tanah dari nilai tahanan penetrasi standar rata-rata, kecepatan rata-rata gelombang geser, dan kuat geser niralir rata-rata sehingga kelas situs tanah diambil kelas SE.

$$F_a = 1,2056 \text{ (Interpolasi linear berdasarkan Tabel 2.8)}$$

$$F_v = 2,4948 \text{ (Interpolasi linear berdasarkan Tabel 2.9)}$$



Nilai respons spektral percepatan gempa pada level MCE_R dihitung dengan Persamaan 2.10 dan Persamaan 2.11 seperti yang dijabarkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a S_s \\ &= 1,2056 \times 0,868 \\ &= 1,0465 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{MI} &= F_v S_I \\ &= 2,4948 \times 0,3763 \\ &= 0,9388 \end{aligned}$$

Selanjutnya nilai respons spektral percepatan pada level gempa desain diambil $\frac{2}{3}$ dari nilai S_{MS} dan S_{MI} seperti pada Persamaan 2.12 dan Persamaan 2.13. Untuk nilai T_0 dan T_S diperhitungkan dengan Persamaan 2.17 dan Persamaan 2.18.

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,0465 \\ &= 0,6976 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DI} &= \frac{2}{3} S_{MI} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,9388 \\ &= 0,6259 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \\ &= 2 \times \frac{0,6259}{0,6976} \\ &= 0,1794 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_S &= \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \\ &= \frac{0,6259}{0,6976} \\ &= 0,8971 \text{ detik} \end{aligned}$$

Untuk menghitung koefisien seismik dilakukan perhitungan periode fundamental dengan menggunakan Persamaan 2.19 dan Persamaan 2.20.

$$\begin{aligned} T_a &= C_i h_n^x \\ &= 0,0466 \times 38,5^{0,9} \end{aligned}$$



$$= 1,2454 \text{ detik}$$

$$T_{max} = C_u T_a$$

$$= 1,4 \times 1,2454$$

$$= 1,7435 \text{ detik}$$

Berdasarkan analisis ragam dapat dilihat *modal participating mass ratio* pada ragam ke-8 sudah berjumlah 90% pada kedua arah ortogonal. Selanjut pada *mode* 1 dan *mode* 2 tidak ditemukan adanya rotasi yang mendominasi. Adapun berdasarkan analisis tersebut dapat diketahui bahwa periode pada arah Y bangunan berada pada mode 1 sebesar 2,068 detik. Sedangkan periode pada arah X bangunan berada pada mode 2 sebesar 2,012 detik. Selanjutnya periode tersebut dibandingkan dengan periode maksimum dan periode fundamental pendekatan. Dapat dilihat bahwa periode fundamental maksimum memiliki nilai lebih kecil dibandingkan periode dari hasil analisis ragam sehingga periode fundamental maksimum digunakan untuk analisis koefisien seismik. Adapun hasil analisis ragam dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 *Modal Parcitipating Mass Ratio*

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
	sec							
1	2.068	0.0483	0.691	0.0483	0.691	0.2785	0.0198	0.0118
2	2.012	0.6336	0.0578	0.6819	0.7489	0.0226	0.2548	0.0603
3	1.777	0.0712	0.001	0.7531	0.7499	0.0003	0.0234	0.6757
4	0.649	0.0113	0.0967	0.7644	0.8466	0.3503	0.0409	0.0016
5	0.636	0.0896	0.0129	0.8539	0.8594	0.0467	0.3331	0.0058
6	0.569	0.0074	0.0002	0.8613	0.8597	0.0006	0.0287	0.104
7	0.347	0.006	0.0432	0.8672	0.9029	0.0604	0.0084	0.0002
8	0.343	0.0414	0.0063	0.9086	0.9092	0.0088	0.0578	0.0013
9	0.31	0.0013	0.018	0.9099	0.9092	0.035	0.002	0.0479
10	0.219	0.0046	0.024	0.9145	0.9332	0.0657	0.0126	0.019
11	0.217	0.0236	0.0047	0.9381	0.9378	0.0128	0.0653	0.0003
12	0.197	0.0002	0.000	0.9383	0.9378	3.47E-06	0.0008	0.0286

Koefisien respons seismik yang digunakan untuk perhitungan gaya geser dasar seismik dapat dihitung dengan Persamaan 2.22. Namun nilai tersebut tidak perlu diambil lebih besar daripada Persamaan 2.23 karena periode getar masih lebih kecil dibandingkan nilai periode dari peta transisi periode panjang ($T_L = 6$ detik).



Berdasarkan analisis tersebut nilai C_s tidak boleh diambil lebih kecil dari nilai yang dihitung dengan Persamaan 2.26.

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,6976}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0872 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s,max X} &= \frac{S_{D1}}{T_x \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,6259}{1,7435 \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0449 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s,max Y} &= \frac{S_{D1}}{T_y \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,6259}{1,7435 \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,0449 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s,min} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044(0,6976)(1,0) \geq 0,01 \\ &= 0,0307 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis di atas maka nilai koefisien respons seismik diambil sebesar 0,0449 untuk kedua arah ortogonal. Nilai gaya geser dasar seismik statik dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.21. Berat seismik efektif diambil dari ETABS sebesar 95.592,1185 kN.

$$\begin{aligned} V &= C_s W \\ &= (0,0449)(95.592,1185) \\ &= 4289,2582 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis gaya geser dasar seismik dari analisis statik dengan ETABS diperoleh sebesar 4288,1309 kN untuk arah X dan 4288,0647 kN untuk arah Y.



Kemudian dengan analisis dinamik menggunakan ETABS diperoleh gaya geser dasar yang kemudian diskalakan dengan nilai 100% gaya geser statik.

$$V_{static} = 4.289,2582 \text{ kN}$$

$$V_{dynamic,X} = 2.851,4506 \text{ kN}$$

$$V_{dynamic,Y} = 2.925,8025 \text{ kN}$$

Dengan demikian dapat diketahui penskalaan gaya dinamik adalah dengan perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} f_x &= \frac{V_{static}}{V_{dynamic,X}} \\ &= \frac{4.289,2582}{2.851,4506} \\ &= 1,5042 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_y &= \frac{V_{static}}{V_{dynamic,Y}} \\ &= \frac{4.289,2582}{2.925,8025} \\ &= 1,4660 \end{aligned}$$

4.4. Pemeriksaan Ketidakberaturan

Dalam melakukan pemeriksaan ketidakberaturan ada dua tipe ketidakberaturan yang perlu diperiksa yaitu ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal. Adapun pada penelitian ini hanya dilakukan pemeriksaan tanpa mengikut sertakan konsekuensi akibat ketidakberaturan ke dalam model analisis struktur. Pemeriksaan ketidakberaturan horizontal akan dijabarkan pada Anak sub bab 4.4.1 dengan mengacu pada Tabel 2.15 dan ketidakberaturan vertikal akan dijabarkan pada Anak sub bab 4.4.2 dengan menggunakan Tabel 2.16. Pada pemeriksaan ketidakberaturan hanya akan dijabarkan hasil analisis dan konsekuensi.

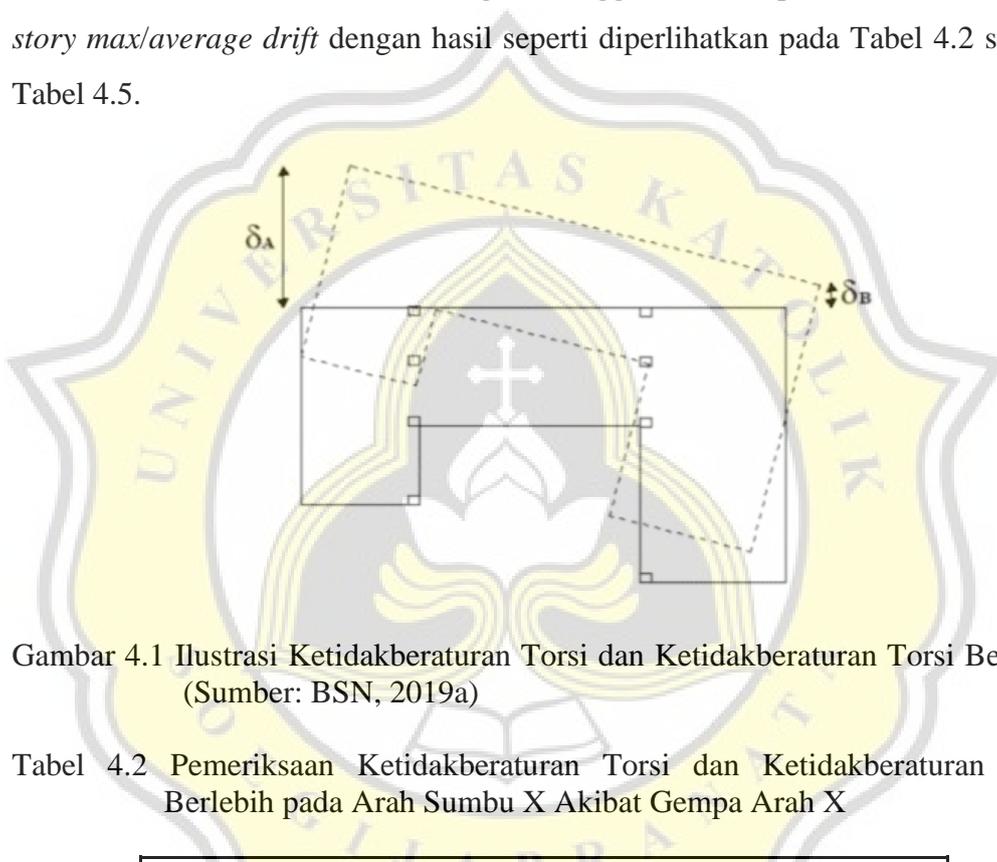
4.4.1 Ketidakberaturan horizontal

Terdapa beberapa ketidakberaturan horizontal yang harus diperiksa pada bangunan beserta dengan konsekuensinya pada masing-masing kategori desain seismik. Adapun beberapa tipe ketidakberaturan horizontal dijabarkan sebagai berikut.



a. Ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebihan

Ketidakberaturan horizontal tipe pertama yang diperiksa pada bangunan ini adalah ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebihan seperti yang dapat dilihat pada Tabel 2.15. Ilustrasi ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebihan dapat dilihat pada Gambar 4.1. Adapun hasil pemeriksaan tipe ketidakberaturan ini dilakukan dengan menggunakan output ETABS di bagian *story max/average drift* dengan hasil seperti diperlihatkan pada Tabel 4.2 sampai Tabel 4.5.



Gambar 4.1 Ilustrasi Ketidakberaturan Torsi dan Ketidakberaturan Torsi Berlebih (Sumber: BSN, 2019a)

Tabel 4.2 Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi dan Ketidakberaturan Torsi Berlebih pada Arah Sumbu X Akibat Gempa Arah X

EQX Arah X					
Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
EQX	X	4,02	3,258	1,234	(1a)
EQX	X	5,775	4,607	1,254	(1a)
EQX	X	7,451	5,946	1,253	(1a)
EQX	X	8,87	7,104	1,249	(1a)
EQX	X	10,036	8,069	1,244	(1a)
EQX	X	10,526	8,491	1,24	(1a)
EQX	X	10,828	8,781	1,233	(1a)
EQX	X	10,351	8,459	1,224	(1a)
EQX	X	8,136	6,736	1,208	(1a)
EQX	X	3,386	2,854	1,186	(OK)



Tabel 4.3 Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi dan Ketidakberaturan Torsi Berlebih pada Arah Sumbu Y Akibat Gempa Arah X

EQX Arah Y					
Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
EQX	Y	1,956	1,148	1,704	(1b)
EQX	Y	2,87	1,68	1,708	(1b)
EQX	Y	3,74	2,193	1,705	(1b)
EQX	Y	4,485	2,633	1,703	(1b)
EQX	Y	5,095	2,996	1,701	(1b)
EQX	Y	5,344	3,147	1,698	(1b)
EQX	Y	5,479	3,229	1,697	(1b)
EQX	Y	5,217	3,077	1,696	(1b)
EQX	Y	4,094	2,414	1,696	(1b)
EQX	Y	1,7	1,003	1,695	(1b)

Tabel 4.4 Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi dan Ketidakberaturan Torsi Berlebih pada Arah Sumbu X Akibat Gempa Arah Y

EQY Arah X					
Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
EQY	X	4,02	3,258	1,234	(1a)
EQY	X	5,775	4,607	1,254	(1a)
EQY	X	7,451	5,946	1,253	(1a)
EQY	X	8,87	7,104	1,249	(1a)
EQY	X	10,036	8,069	1,244	(1a)
EQY	X	10,526	8,491	1,24	(1a)
EQY	X	10,828	8,781	1,233	(1a)
EQY	X	10,351	8,459	1,224	(1a)
EQY	X	8,136	6,736	1,208	(1a)
EQY	X	3,386	2,854	1,186	(OK)

Tabel 4.5 Pemeriksaan Ketidakberaturan Torsi dan Ketidakberaturan Torsi Berlebih pada Arah Sumbu Y Akibat Gempa Arah Y

EQY Arah Y					
Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
EQY	Y	0,944	0,654	1,444	(1b)
EQY	Y	1,41	0,953	1,48	(1b)
EQY	Y	1,847	1,245	1,484	(1b)
EQY	Y	2,209	1,491	1,482	(1b)



EQY Arah Y					
Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek
EQY	Y	2,5	1,691	1,478	(1b)
EQY	Y	2,616	1,774	1,474	(1b)
EQY	Y	2,69	1,83	1,47	(1b)
EQY	Y	2,575	1,757	1,465	(1b)
EQY	Y	2,041	1,399	1,458	(1b)
EQY	Y	0,861	0,593	1,451	(1b)

Karena diketahui bahwa ditemukan ketidakberaturan tipe 1b yaitu ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismik D maka seperti diperlihatkan pada Tabel 2.16 bahwa Pasal 7.3.3.4, Pasal 7.3.4.2, Pasal 7.7.3, Pasal 7.8.4.3 Pasal 7.12.1, Pasal 11.3.4 pada SNI 1726-2019 dan Tabel 2.17 harus dipenuhi. Adapun beberapa penjelasan dari konsekuensi yang harus dimasukkan ke dalam analisis struktur adalah sebagai berikut:

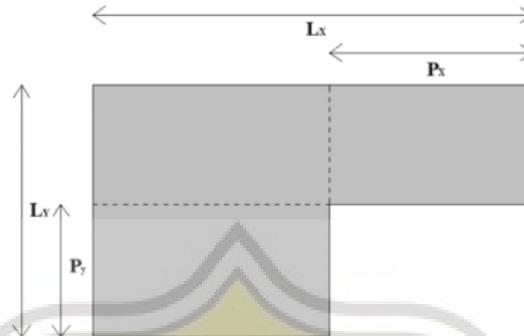
1. Pasal 7.3.3.4 = Gaya desain diafragma harus diperbesar 25% untuk sambungan antara diafragma dengan elemen kolektor dan elemen vertikal.
2. Pasal 7.3.4.2 = Faktor redundansi (ρ) harus diambil sebesar 1,3 namun diizinkan untuk diambil sebesar 1,0 jika salah satu dari kedua kondisi yang di Pasal 7.3.4.2 SNI 1726-2019 terpenuhi.
3. Pasal 7.7.3 = Dalam melakukan pemodelan harus diasumsikan adanya pengaruh penampang retak pada kekakuan elemen beton. Kemudian dalam analisis harus dianalisis dengan analisis 3 dimensi dengan minimum 3 derajat kebebasan dinamik.
4. Pasal 7.8.4.3 = Memperhitungkan faktor pembesaran torsi.
5. Pasal 7.12.1 = Simpangan tidak melebihi simpangan ijin/redundansi.
6. Pasal 11.3.4 = Adanya eksentritas tak terduga dari pusat massa sebesar 5% dimensi diafragma.
7. Tabel 2.17 = Analisis gaya lateral ekuivalen tidak diizinkan.

b. Ketidakberaturan sudut dalam

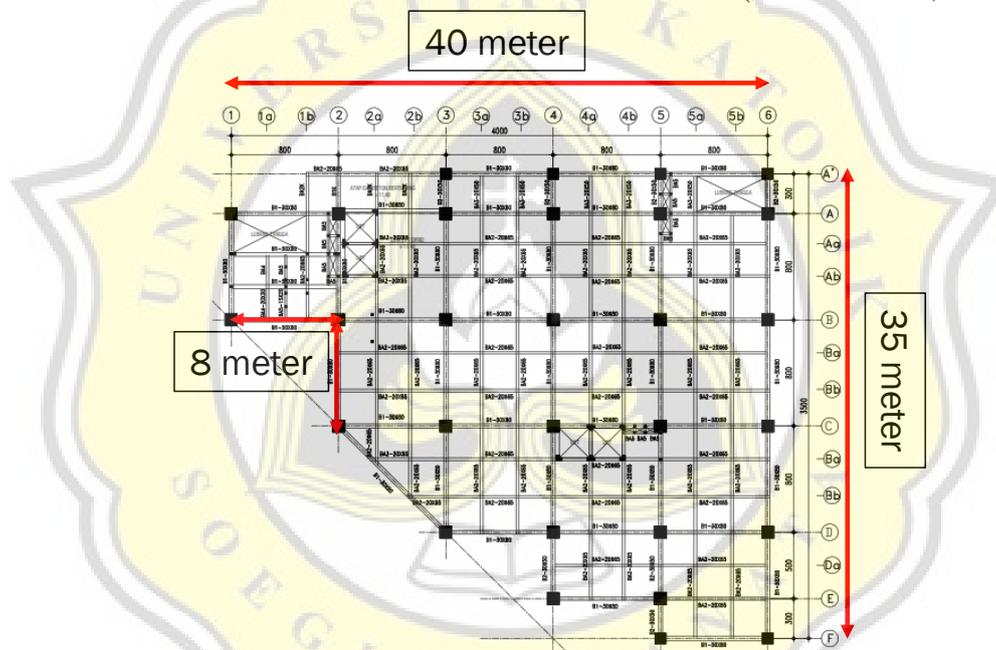
Ketidakteraturan tipe berikutnya yang diperiksa adalah ketidakberaturan sudut dalam seperti yang didefinisikan pada Tabel 2.15. Adapun ilustrasi



ketidakberaturan sudut dalam diperlihatkan pada Gambar 4.2 sedangkan gambar denah diperlihatkan pada Gambar 4.3.



Gambar 4.2 Ilustrasi Ketidakberaturan Sudut Dalam (Sumber: BSN, 2019a)



Gambar 4.3 Pemeriksaan Ketidakberaturan Sudut Dalam

Pemeriksaan ketidakberaturan sudut dalam diambil pada denah lantai 3 dan sudut yang diperiksa adalah sudut yang ada di denah lantai 2 sampai denah lantai 10. Adapun hasil analisis ketidakberaturan sudut dalam diperlihatkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Pemeriksaan Ketidakberaturan Sudut Dalam

	Hasil	Batas	Cek
P_x/L_x	0,2	0,15	(Terdapat Ketidakberaturan Sudut Dalam)
P_y/L_y	0,2286	0,15	(Terdapat Ketidakberaturan Sudut Dalam)

Berdasarkan analisis ditemukan bahwa terdapat ketidakberaturan sudut dalam sehingga terdapat beberapa konsekuensi yang seharusnya dipertimbangkan ke



dalam analisis. Adapun beberapa konsekuensi akibat ketidakberaturan sudut dalam adalah sebagai berikut.

1. Pasal 7.3.3.4 = Gaya desain diafragma harus diperbesar 25% untuk sambungan antara diafragma dengan elemen kolektor dan elemen vertikal.
2. Tabel 2.17 = Analisis gaya lateral ekuivalen tidak diizinkan.

c. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Tipe ketidakberaturan berikutnya adalah ketidakberaturan diskontinuitas diafragma yang dapat diperiksa dari denah dengan ilustrasi ketidakberaturan seperti diperlihatkan pada Gambar 4.4 dengan mengacu pada Tabel 2.16. Adapun untuk meninjau ketidakberaturan diskontinuitas diafragma digunakan denah lantai 3 seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.5.



Gambar 4.4 Ilustrasi Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma (Sumber: BSN, 2019a)



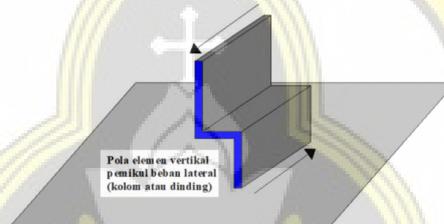
Gambar 4.5 Pemeriksaan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma



Berdasarkan analisis luas total denah adalah 929,6164 m² sedangkan luas bukaan total adalah 46,3836 m² maka dapat diketahui bahwa luas bukaan total hanya berkisar 5% dari luas total denah. Tipe ketidakberaturan ini ada jika bukaan total mencapai 50% luas total lantai tertentu. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma hanya ditemukan pada lantai atap karena lantai atap hanya sebagai dak atap.

d. Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang

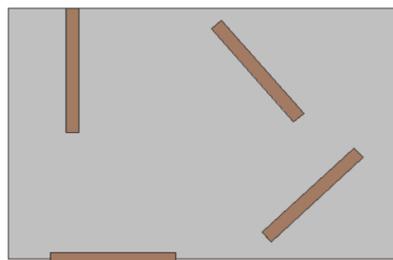
Tipe ketidakberaturan berikutnya adalah ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang yang diilustrasikan pada Gambar 4.6. Adapun berdasarkan analisis tidak ditemukan adanya ketidakberaturan tipe ini pada bangunan yang ditinjau.



Gambar 4.6 Ilustrasi Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang (Sumber: BSN, 2019a)

e. Ketidakberaturan sistem nonparalel

Tipe ketidakberaturan terakhir yang ditinjau pada ketidakberaturan horizontal adalah ketidakberaturan sistem nonparalel dengan definisi yang dapat dilihat pada Tabel 2.15. Ilustrasi ketidakberaturan sistem nonparalel diperlihatkan pada Gambar 4.7. Adapun berdasarkan analisis tidak ditemukan adanya ketidakberaturan sistem nonparalel.



Gambar 4.7 Ilustrasi Ketidakberaturan Sistem Nonparalel (Sumber: BSN, 2019a)



Tabel 4.7 Pemeriksaan Ketidakberaturan Horizontal

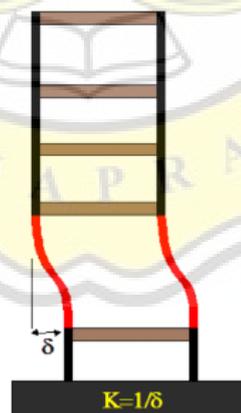
	Tipe ketidakberaturan	Cek
1a	Ketidakberaturan torsi	Ada
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan	Ada
2	Ketidakberaturan sudut dalam	Ada
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma	Tidak Ada
4	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang	Tidak Ada
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel	Tidak Ada

4.4.2 Ketidakberaturan vertikal

Terdapat 5 tipe ketidakberaturan vertikal yang harus ditinjau seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.16. Adapun pada penelitian ini 5 tipe ketidakberaturan vertikal tersebut ditinjau dan dijabarkan sebagai berikut.

- a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.16. Ilustrasi ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan diperlihatkan pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8 Ilustrasi Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan (Sumber: BSN, 2019a)

Adapun hasil pemeriksaan ketidakberaturan tipe ini diperlihatkan pada Tabel 4.8. Berdasarkan analisis tidak ditemukan adanya ketidakberaturan tipe ini.

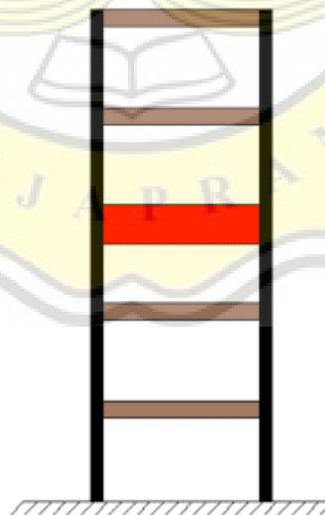


Tabel 4.8 Pemeriksaan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

1. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
Atap	286.821,442		284.278,029	
10	318.658,544	(OK)	296.175,141	(OK)
9	310.994,773	(OK)	302.252,282	(OK)
8	300.945,639	(OK)	299.831,837	(OK)
7	292.465,656	(OK)	298.751,168	(OK)
6	312.400,721	(OK)	321.234,338	(OK)
5	327.247,407	(OK)	343.347,586	(OK)
4	369.132,242	(OK)	391.133,251	(OK)
3	516.009,483	(OK)	557.987,490	(OK)
2	1.079.600,948	(OK)	1.159.146,341	(OK)
1	-	-	-	-

b. Ketidakberaturan berat (massa)

Ketidakberaturan berat diperhitungkan berdasarkan massa pada diafragma yang kemudian diperiksa batasannya seperti diperlihatkan pada Tabel 2.16. Ilustrasi ketidakberaturan berat (massa) diperlihatkan pada Gambar 4.9.



Gambar 4.9 Ilustrasi Ketidakberaturan Berat (Massa) (Sumber: BSN, 2019a)

Adapun pemeriksaan ketidakberaturan berat (massa) pada bangunan ini diperlihatkan pada Tabel 4.9.



Tabel 4.9 Pemeriksaan Ketidakberaturan Berat (Massa)

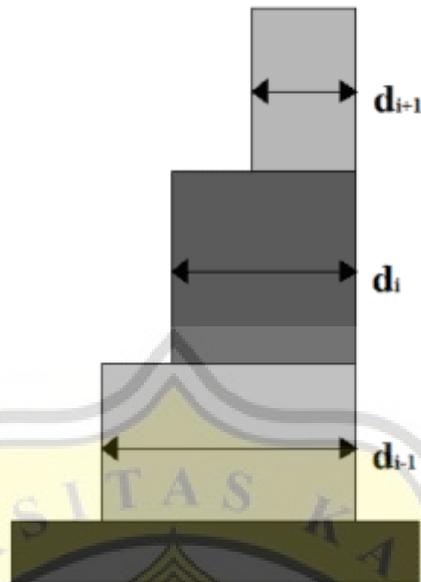
2. Ketidakberaturan berat (massa)				
Lantai	Massa	Massa Tingkat Bawah	Massa Tingkat Atas	Cek
	kg	%	%	
Atap	757.406,690	79%	-	(OK)
10	959.893,980	99%	127%	(OK)
9	971.054,440	100%	101%	(OK)
8	971.054,440	100%	100%	(OK)
7	971.054,440	99%	100%	(OK)
6	985.428,260	98%	101%	(OK)
5	1.007.650,460	98%	102%	(OK)
4	1.025.260,700	100%	102%	(OK)
3	1.028.598,070	96%	100%	(OK)
2	1.070.281,830	313%	104%	(OK)
1	342.484,450	-	32%	(OK)

c. Ketidakberaturan geometri vertikal

Ketidakberaturan tipe geometri vertikal diperiksa berdasarkan kolom dari lantai 1 sampai lantai 10. Adapun ilustrasi ketidakberaturan geometri vertikal diperlihatkan pada Gambar 4.10 sedangkan hasil analisis ketidakberaturan geometri vertikal diperlihatkan pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 Pemeriksaan Ketidakberaturan Geometri Vertikal

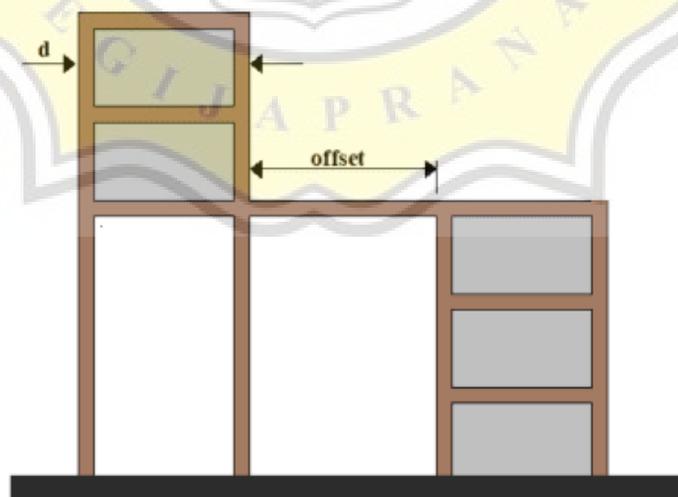
3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal						
Lantai	K1A-K1-K2	Persentase	Cek	K2-K3	Persentase	Cek
	mm	%		mm	%	
Atap	800	-		700	-	
10	800	100%	(OK)	700	100%	(OK)
9	800	100%	(OK)	700	100%	(OK)
8	800	100%	(OK)	700	100%	(OK)
7	800	100%	(OK)	700	100%	(OK)
6	800	100%	(OK)	700	100%	(OK)
5	900	113%	(OK)	800	114%	(OK)
4	900	100%	(OK)	800	100%	(OK)
3	900	100%	(OK)	800	100%	(OK)
2	900	100%	(OK)	800	100%	(OK)
1	1.000	111%	(OK)	800	100%	(OK)



Gambar 4.10 Ilustrasi Ketidakberaturan Geometri Vertikal (Sumber: BSN, 2019a)

d. Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral

Definisi ketidakberaturan tipe ini diperlihatkan pada Tabel 2.16, sedangkan ilustrasi ketidakberaturan tipe ini diperlihatkan pada Gambar 4.11. Adapun berdasarkan gambar DED dapat diketahui bahwa tidak ditemukan adanya ketidakberaturan jenis ini.



Gambar 4.11 Ilustrasi Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral (Sumber: BSN, 2019a)

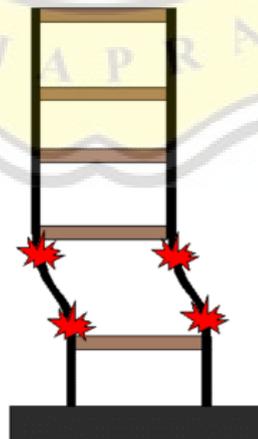


- e. Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat dan ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat

Pemeriksaan ketidakberaturan ini diperiksa berdasarkan aturan yang dapat dilihat pada Tabel 2.16. Adapun ilustrasi tipe ini diperlihatkan pada Gambar 4.12 dan hasil analisis diperlihatkan pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Pemeriksaan Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

5. Ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat						
Lantai	Arah X			Arah Y		
	Kekuatan	Persentase	Cek	Kekuatan	Persentase	Cek
	kN	%		kN	%	
Atap	585,794	-		599,151	-	
10	1.091,223	186%	(OK)	1.124,287	188%	(OK)
9	1.468,371	135%	(OK)	1.512,602	135%	(OK)
8	1.766,449	120%	(OK)	1.815,769	120%	(OK)
7	2.007,387	114%	(OK)	2.059,920	113%	(OK)
6	2.232,517	111%	(OK)	2.289,127	111%	(OK)
5	2.449,077	110%	(OK)	2.511,785	110%	(OK)
4	2.649,033	108%	(OK)	2.718,883	108%	(OK)
3	2.808,650	106%	(OK)	2.883,311	106%	(OK)
2	2.876,685	102%	(OK)	2.952,600	102%	(OK)
1						



Gambar 4.12 Ilustrasi Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat (Sumber: BSN, 2019a)



Adapun berdasarkan pemeriksaan ini tidak ditemukan adanya ketidakberaturan tipe ini. Selanjutnya hasil seluruh pemeriksaan ketidakberaturan vertikal dirangkum dan diperlihatkan pada Tabel 4.12

Tabel 4.12 Pemeriksaan Ketidakberaturan Vertikal

	Tipe ketidakberaturan	Cek
1a	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak	Tidak Ada
1b	Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak berlebihan	Tidak Ada
2	Ketidakteraturan berat (massa)	Tidak Ada
3	Ketidakteraturan geometri vertikal	Tidak Ada
4	Ketidakteraturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral	Tidak Ada
5a	Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat	Tidak Ada
5b	Ketidakteraturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat	Tidak Ada

4.5. Perhitungan Balok SRMPK

Pada Sub bab ini akan dilakukan perhitungan dengan cara menggunakan tipe balok B1 pada lantai 2 pada bagian tumpuan untuk menjabarkan persamaan dan langkah-langkah perhitungan sedangkan untuk balok tipe lainnya akan dilampirkan dalam bentuk tabel pada setiap Anak sub bab. Spesifikasi balok induk yang digunakan pada proyek ini dijabarkan pada Tabel 4.13. Adapun spesifikasi balok B1 dapat dilihat pada Tabel 4.13 dan Gambar 4.13 sedangkan untuk gaya dalam yang bekerja pada balok B1 lantai 2 pada bagian tumpuan dapat dilihat pada Tabel 4.14. Gaya dalam yang digunakan pada perhitungan ini adalah gaya aksial (P_u), momen lentur (M_u), gaya geser (V_u), Momen torsi (T_u), dan beban gravitasi dari kombinasi $1,2DL + 1,2SIDL + 1,0 LL$ untuk $\frac{w_u l_n}{2}$.

Tabel 4.13 Spesifikasi Balok Induk

Tipe	Lokasi	Lebar (mm)	Tinggi (mm)	Tulangan Longitudinal	Tulangan Torsi	Tulangan Sengkang
B1	Tumpuan	300	800	A: 7D25 B: 5D25	4D25	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 5D25 B: 7D25	4D25	D10 - 150 mm
B1K	Tumpuan	300	800	A: 7D25	4D25	D10 - 100



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17

(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

Tipe	Lokasi	Lebar (mm)	Tinggi (mm)	Tulangan Longitudinal	Tulangan Torsi	Tulangan Sengkang
				B: 5D25		mm
	Lapangan			A: 7D25 B: 5D25	4D25	D10 - 150 mm
BD1	Tumpuan	300	800	A: 6D19 B: 4D19	4D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 4D19 B: 6D19	4D19	D10 - 150 mm
BD1K	Tumpuan	300	800	A: 6D19 B: 4D19	4D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 6D19 B: 4D19	4D19	D10 - 150 mm
B2	Tumpuan	300	500	A: 3D25 B: 3D25	2D25	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 7D25 B: 5D25	2D25	D10 - 150 mm
BD2	Tumpuan	250	500	A: 3D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 3D19	2D19	D10 - 150 mm
BD2K	Tumpuan	250	500	A: 3D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 3D19 B: 2D19	2D19	D10 - 150 mm

Tabel 4.14 Gaya Dalam Balok B1 Lantai 2 Pada Bagian Tumpuan

Tipe	Bentang (mm)	As	Lokasi	Gaya Dalam			
				$\frac{w_u l_n}{2}$ (kN)	M_u (kN.m)	T_u (kN.m)	P_u (kN)
B1	8000	1-2/A	Tumpuan (-)	219.94	322.58	22,6895	0
			Tumpuan (+)		128.12		

TIPE / DIMENSI	B1 - 30 x 80	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK B1		
TUL. ATAS	7 D 25	5 D 25
TUL. BAWAH	5 D 25	7 D 25
SENGKANG	D10-100	D10-150
TUL. PINGGANG	4 D 25	4 D 25

Gambar 4.13 Detail Balok B1

4.3.1 Pemeriksaan syarat dan batasan elemen balok

Untuk melakukan pemeriksaan gaya aksial tekan terfaktor yang terjadi pada balok maka dapat dilakukan perhitungan dengan menggunakan Persamaan 2.27 sampai



Persamaan 2.28. Adapun Persamaan 2.29 sampai Persamaan 2.32 digunakan untuk melakukan pemeriksaan batasan dimensi elemen balok.

a. Perhitungan persyaratan gaya aksial tekan

$$P_u < 0,1A_gf_c'$$

$$0 \text{ kN} < \frac{0,1 (300 \times 800) \times (25)}{1000} \text{ kN}$$

$$0 \text{ kN} < 600 \text{ kN, (syarat terpenuhi)}$$

Gaya aksial tekan pada balok akibat kombinasi dari gaya gravitasi dan gaya gempa adalah sebesar 0 kN sehingga berdasarkan perhitungan dapat dilihat bahwa $P_u < 0,1A_gf_c'$ (= 600 kN).

b. Perhitungan persyaratan bentang bersih

$$l_n > 4d$$

$$8000 - \frac{1000}{2} - \frac{1000}{2} > 4 \left(800 - 40 - 10 - \frac{25}{2} \right) \text{ mm}$$

$$7,000 \text{ mm} > 2.950 \text{ mm, (syarat terpenuhi)}$$

Bentang bersih balok lebih besar dari 4 kali tinggi efektif balok dengan selimut beton 40 mm, Tulangan tekan diasumsikan berada pada satu lapis, tulangan tekan menggunakan diameter 25 mm dan tulangan transversal diameter 10 mm.

c. Perhitungan lebar balok terhadap tinggi balok

$$b_w \geq 0,3h \text{ dan } 250 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq 0,3 (800) \text{ dan } 250 \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \geq 240 \text{ mm dan } 250 \text{ mm, (syarat terpenuhi)}$$

Lebar balok memiliki lebar yang lebih besar dibandingkan dengan nilai terbesar dari 0,3 kali tingginya dan 250 mm.

d. Perhitungan lebar balok terhadap lebar kolom

$$b_w \leq c_2 \text{ dan } 0,75c_1$$

$$300 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm dan } 0,75 (1000) \text{ mm}$$

$$300 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm dan } 750 \text{ mm, (syarat terpenuhi)}$$



Lebar balok memiliki lebar yang lebih besar dibandingkan dengan nilai terbesar dari lebar kolom dan 0,75 kali lebar kolom arah tegak lurus.

4.3.2 Pemeriksaan kecukupan tulangan dan kapasitas lentur balok

Kecukupan luas tulangan longitudinal balok dapat diperiksa dengan menggunakan Persamaan 2.33 sampai Persamaan 2.39 dengan perhitungan yang dijabarkan sebagai berikut:

Asumsikan $j = 0,9$ dan diasumsikan penampang pada kondisi terkendali tarik sehingga $\phi = 0,9$.

a. Perhitungan luas tulangan berdasarkan momen lentur yang terjadi

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d}$$

$$A_s = \frac{322.58 \times 10^6}{(0,9)(400)(0,9)(737,5)}$$

$$A_s = 1,349.99 \text{ mm}^2$$

b. Perhitungan luas tulangan minimum

Luas tulangan minimum dihitung dengan dua persamaan dan diambil nilai terbesar dari persamaan tersebut seperti yang dijabarkan sebagai berikut.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c} b_w d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,25 \sqrt{(25)}(300)(737,5)}{(400)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 691,41 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{(400)} (300)(737,5)$$

$$A_{s \text{ min}} = 774,38 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan kedua perhitungan di atas maka nilai luas tulangan minimum diambil sebesar $774,38 \text{ mm}^2$.

c. Perhitungan luas tulangan maksimum

Adapun untuk melakukan perhitungan luas tulangan minimum maka rasio tulangan diambil sebesar 0,025.



$$A_{s\ max} = \rho_{max} \times b_w \times d$$

$$A_{s\ max} = (0,025)(300)(737,5)$$

$$A_{s\ max} = 5.531,25\ mm^2$$

d. Perhitungan luas tulangan yang diperlukan

Luas tulangan perlu yang digunakan adalah nilai terbesar dari luas tulangan minimum dan luas tulangan hitung namun tidak diambil lebih besar dibandingkan luas tulangan maksimum.

$$A_{s\ min} \leq A_s \leq A_{s\ max}$$

$$774,38\ mm^2 \leq 1,349.99\ mm^2 \leq 5.531,25\ mm^2$$

Dengan berdasarkan perhitungan di atas maka luas tulangan perlu yang digunakan adalah 1,349,99 mm².

e. Pemeriksaan kecukupan luas tulangan

Luas tulangan perlu dibandingkan dengan luas tulangan yang terpasang untuk dapat melihat kecukupan luas tulangan. Adapun tulangan yang terpasang pada daerah tumpuan adalah 7D25 dengan luas 3.436,12 mm².

$$A_{s\ perlu} \leq A_{s\ pasang}$$

$$1,349.99\ mm^2 \leq (7) \times 0,25 \times \pi \times (25)^2$$

$$1,349.99\ mm^2 \leq 3.436,12\ mm^2, \text{ (syarat terpenuhi)}$$

Dengan luas tulangan perlu sebesar 1,349,99 mm² maka tulangan yang terpasang sudah mencukupi terhadap momen lentur yang terjadi.

f. Pemeriksaan kapasitas momen lentur

Tinggi blok tegangan dihitung dengan mengasumsikan bentuk blok tegangan adalah persegi. Luas tulangan yang digunakan pada perhitungan tinggi blok tegangan adalah dengan menggunakan luas tulangan tarik yang terpasang. Pemeriksaan kapasitas penampang dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.40 sampai Persamaan 2.44 yang dijabarkan sebagai berikut:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b_w}$$



$$a = \frac{(3.436,12)(400)}{0,85(25)(300)}$$

$$a = 215,60 \text{ mm}$$

Penampang diasumsikan pada kondisi terkendali tarik sehingga untuk melakukan perhitungan kapasitas momen maka faktor reduksi akan diambil sebesar $\phi = 0,90$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = (0,9)(3.436,12)(400) \left(737,5 - \frac{215,60}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 778,94 \text{ kN.m}$$

Setelah nilai kapasitas diketahui maka *demand* momen lentur akan dibandingkan dengan kapasitasnya untuk dapat mengetahui apakah balok memiliki kapasitas yang cukup untuk menahan momen lentur yang terjadi.

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$322,58 \text{ kN.m} \leq 778,94 \text{ kN.m}$$

Untuk dapat mengetahui seberapa besar margin keamanan momen lentur yang terjadi terhadap kapasitasnya maka dapat digunakan DCR. Jika nilai DCR adalah lebih besar dan sama dengan satu ($DCR \geq 1,0$) maka kapasitas elemen tidak mencukupi *demand* sehingga berpotensi terjadinya kegagalan lentur.

$$DCR = \frac{M_u}{\phi M_n} < 1,0$$

$$DCR = \frac{322,58}{778,94} < 1,0$$

$$DCR = 0,41 < 1,0, \text{ (aman terhadap demand momen lentur)}$$

Dengan demikian dapat diketahui bahwa elemen balok masih memiliki margin keamanan yang cukup besar dari *demand* momen lentur yang telah dihitung. Pada perhitungan kapasitas momen lentur digunakan asumsi penampang terkendali tarik, sehingga selanjutnya harus diperiksa apakah asumsi awal tersebut sudah sesuai dengan kondisi penampang aktual. Adapun untuk melakukan pemeriksaan kondisi penampang dengan mutu beton ($f_c' = 25 \text{ MPa} \leq 28,0 \text{ MPa}$) maka dapat dilakukan perhitungan dengan Persamaan 2.45 sampai Persamaan 2.47 dengan nilai ($\beta_1 = 0,85$).



$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{215,60}{0,85}$$

$$c = 253,65 \text{ mm}$$

Selanjutnya regangan tarik netto diperiksa terhadap kondisi pada Gambar 2.12 yaitu jika regangan tarik netto lebih besar sama dengan 0,005 ($\epsilon_t \geq 0,005$) maka penampang pada kondisi terkendali tarik.

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right)$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{737,50}{253,65} - 1 \right)$$

$$\epsilon_t = 0,0057 \geq 0,005 \text{ (penampang terkendali tarik)}$$

Berdasarkan perhitungan yang dilakukan dapat diketahui bahwa asumsi awal bahwa kondisi penampang adalah terkendali tarik sudah sesuai maka ($\phi = 0,90$).

4.3.3 Pemeriksaan jarak bersih antar tulangan

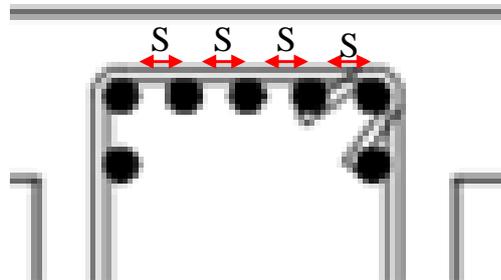
Jarak bersih antar tulangan harus dibatasi agar agregat kasar dan vibrator saat melakukan pengecoran dapat masuk melalui jarak antar sengkang. Dengan demikian jarak bersih tulangan dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.48 sampai Persamaan 2.49. Diameter agregat kasar yang diperhitungkan diambil sebesar 40 mm.

$$S = \frac{b_w - 2 \times c \times 2 \times d_s - n_b \times d_b}{(n_b - 1)} \geq 25 \text{ mm, } d_b \text{ dan } (4/3)d_{agg}$$

$$S = \frac{(300) - 2(40) \times 2(10) - (5)(25)}{(5-1)} \geq 25 \text{ mm, } 25 \text{ mm dan } (4/3)(40) \text{ mm}$$

$$S = 18,75 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm, } 25 \text{ mm dan } 53,33 \text{ mm (tidak memenuhi)}$$

Jarak antar tulangan terlalu rapat sehingga terdapat potensi agregat kasar tidak dapat melewati antar tulangan sehingga bisa terjadi pemisahan antara campuran semen, air dan agregat halus dengan agregat kasar. Penggambaran jarak bersih antar tulangan balok yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.14. Adapun jarak bersih antar tulangan longitudinal balok dinotasikan sebagai S batas jarak bersih antar tulangan longitudinal seperti pada Persamaan 2.48.



Gambar 4.14 Jarak Bersih Antar Tulangan Balok B1

4.3.4 Perhitungan gaya geser desain

Adapun dalam melakukan perhitungan gaya geser desain dapat dihitung dengan Persamaan 2.50 sampai Persamaan 2.56. Blok tegangan yang digunakan untuk perhitungan dihitung dengan f_y yang diperbesar 1,25 kali untuk mengakomodasi terjadinya *strain hardening*.

$$a_{pr1} = \frac{A_s \text{ pasang}(-) \times 1,25f_y}{(0,85 \times f_c' \times b_w)}$$

$$a_{pr1} = \frac{(7) \times 0,25 \times \pi \times (25^2) \times 1,25(400)}{(0,85 \times (25)(300))}$$

$$a_{pr1} = 269,50 \text{ mm}$$

Momen yang mungkin terjadi dihitung dengan faktor reduksi sebesar 1,0 dan dengan memperbesar f_y sebesar 1,25 kali untuk mengakomodasi terjadinya *strain hardening*.

$$M_{pr1} = A_s \text{ pasang}(-) \times 1,25f_y \times (d - 0,5a_{pr1})$$

$$M_{pr1} = (7) \times 0,25 \times \pi \times (25^2)(1,25)(400)((737,50) - 0,5(269,50))$$

$$M_{pr1} = 1.035,56 \text{ kN.m}$$

Dengan prinsip yang sama dilakukan perhitungan dengan momen positif yang mungkin terjadi yaitu dengan menggunakan tulangan tekan dalam perhitungan.

$$a_{pr2} = \frac{A_s \text{ pasang}(+) \times 1,25f_y}{(0,85 \times f_c' \times b_w)}$$

$$a_{pr2} = \frac{(5) \times 0,25 \times \pi \times (25^2) \times 1,25(400)}{(0,85 \times (25)(300))}$$

$$a_{pr2} = 192,50 \text{ mm}$$



Momen positif yang mungkin terjadi dapat dihitung dengan cara yang sama yang dijabarkan sebagai berikut.

$$M_{pr2} = A_s \text{ pasang}(+) \times 1,25f_y \times (d - 0,5a_{pr2})$$

$$M_{pr2} = (5) \times 0,25 \times \pi \times (25^2)(1,25)(400)((737,50) - 0,5(192,50))$$

$$M_{pr2} = 786,93 \text{ kN.m}$$

Gaya geser desain dihitung dari momen yang mungkin terjadi dan ditambahkan dengan gaya geser dari kombinasi beban gravitasi 1,2DL+1,2SIDL+1,0LL.

$$V_{sway} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$

$$V_{sway} = \frac{1.035,56 + 786,93}{7000}$$

$$V_{sway} = 260,36 \text{ kN}$$

$$V_{e,sp1} = V_{sway} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{e,sp1} = 260,36 \text{ kN} + 219,94 \text{ kN}$$

$$V_{e,sp1} = 480,30 \text{ kN}$$

$$V_{e,sp2} = V_{sway} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{e,sp2} = 260,36 \text{ kN} - 219,94 \text{ kN}$$

$$V_{e,sp2} = 40,41 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan di atas maka gaya geser desain di daerah sendi plastis yang digunakan dalam pemeriksaan terhadap kapasitas geser yaitu sebesar ($V_e = 480,30 \text{ kN}$). Adapun untuk melakukan perhitungan gaya geser desain di luar sendi plastis dapat dihitung sebagai berikut.

$$V_{e,lsp} = V_{e,sp} - \frac{w_u l_n}{2} \left(\frac{l_n}{2} - 2d \right)$$

$$V_{e,lsp} = (480,30) - \frac{219,94}{\left(\frac{7000}{2}\right)} \left(\frac{7000}{2} - 2(737,50) \right)$$

$$V_{e,lsp} = 353,05 \text{ kN}$$

4.3.5 Pemeriksaan kekuatan geser

Pada saat menghitung kekuatan geser di daerah sendi plastis kuat geser beton dapat diabaikan apabila kedua persyaratan pada Persamaan 2.57 sampai



Persamaan 2.58 dipenuhi. Adapun penjabaran perhitungan diuraikan sebagai berikut:

$$V_{sway} \geq \frac{V_{e,sp}}{2}$$

$$260,36 \text{ kN} \geq \frac{480,30}{2} \text{ kN}$$

$$260,36 \text{ kN} \geq 240,15 \text{ kN} \text{ (syarat terpenuhi)}$$

$$P_u < \frac{A_g f_c'}{20}$$

$$0 \text{ kN} < \frac{(240.000)(25)}{20}$$

$$0 \text{ kN} < 300 \text{ kN} \text{ (Syarat terpenuhi)}$$

Dengan kedua syarat di atas terpenuhi maka dapat diasumsikan bahwa kuat geser beton tidak berkontribusi terhadap kuat geser nominal. Kapasitas geser diambil hanya dari kuat geser tulangan yang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.59 sampai Persamaan 2.63. Kuat geser tulangan diambil dari nilai terkecil V_s dan $V_{s,max}$ sebagai kapasitas geser tulangan transversal.

$$V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s}$$

$$V_s = \frac{(0,75)(157,08)(400)(737,50)}{(100)}$$

$$V_s = 463,38 \text{ kN}$$

$$V_{s,max} = 0,66 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_{s,max} = 0,66 \sqrt{(25)} (300)(737,5)$$

$$V_{s,max} = 730,13 \text{ kN}$$

Kuat geser yang digunakan untuk perhitungan kapasitas geser yaitu sebesar 463,38 kN.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = (0,75)(0+463,38)$$

$$\phi V_n = 347,54 \text{ kN}$$

Selanjutnya untuk dapat menilai kekuatan geser nominal terhadap *demand* gaya geser dapat dihitung sebagai berikut.



$$DCR = \frac{V_e}{\phi V_n} < 1,0$$

$$DCR = \frac{480,30}{347,54} < 1,0$$

$$DCR = 1,38 > 1,0 \text{ (syarat tidak terpenuhi)}$$

Dengan demikian dapat diketahui bahwa kuat geser di daerah sendi plastis tidak mencukupi *demand* gaya geser yang terjadi. Kapasitas geser di luar daerah sendi plastis dapat diasumsikan memperhitungkan kontribusi kuat geser beton. Adapun penjabaran perhitungan kekuatan geser beton diuraikan sebagai berikut.

$$V_c = (0,17\lambda\sqrt{f'_c}) \times b_w d$$

$$V_c = (0,17(1,0)\sqrt{25})(300)(737,50)$$

$$V_c = 188,06 \text{ kN}$$

Kuat geser kontribusi dari tulangan transversal diambil dari nilai terkecil dari dua persamaan yang akan diuraikan selanjutnya. Perhitungan kuat geser kontribusi dari tulangan transversal diuraikan sebagai berikut.

$$V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s}$$

$$V_s = \frac{(0,75)(157,08)(400)(737,50)}{(150)}$$

$$V_s = 308,92 \text{ kN}$$

$$V_{s,max} = 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{s,max} = 0,66 \sqrt{(25)} (300)(737,5)$$

$$V_{s,max} = 730,13 \text{ kN}$$

Berdasarkan perhitungan di atas maka nilai kuat geser tulangan transversal untuk perhitungan kapasitas geser dapat diambil sebesar 308,92 kN.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = (0,75)(188,06 + 308,92) \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 372,74 \text{ kN}$$

Selanjutnya untuk dapat menilai kekuatan geser nominal terhadap *demand* gaya geser dapat dihitung sebagai berikut.



$$DCR = \frac{V_e}{\phi V_n} < 1,0$$

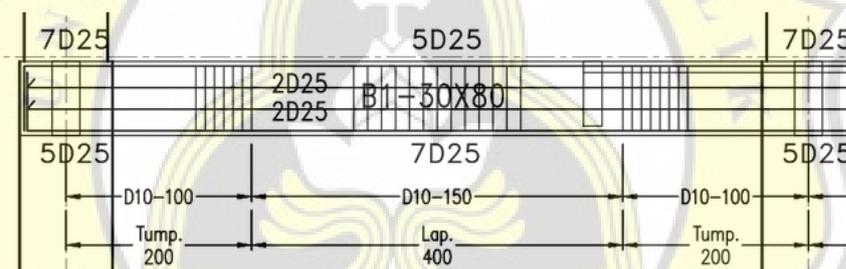
$$DCR = \frac{353,05}{372,74} < 1,0$$

$$DCR = 0,95 > 1,0 \text{ (syarat terpenuhi)}$$

Kapasitas geser di luar daerah sendi plastis sudah cukup untuk menahan gaya geser desain yang terjadi meskipun hanya memiliki margin keamanan yang cukup kecil.

4.3.6 Pemeriksaan detail tulangan

Jarak antar tulangan pada daerah sendi plastis dan di luar sendi plastis balok yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.15. Adapun daerah sendi plastis berdasarkan gambar yang tersedia diambil sebesar jarak tumpuan sedangkan daerah di luar sendi plastis diambil sebesar jarak daerah lapangan.



Gambar 4.15 Jarak Tulangan Transversal Balok B1 Pada Arah Memanjang

Syarat jarak antar tulangan di daerah sendi plastis pada arah memanjang diatur untuk lebih rapat seperti pada Persamaan 2.64 dan Persamaan 2.65 yang diuraikan sebagai berikut.

$$s < d/4, 6d_b \text{ dan } 150 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < (737,5)/4; 6(25) \text{ dan } 150 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < 109,38 \text{ mm}; 150 \text{ mm dan } 150 \text{ mm (syarat terpenuhi)}$$

Syarat yang telah diatur di SNI 2847-2019 mengenai jarak antar tulangan transversal pada arah memanjang di daerah sendi plastis seluruhnya terpenuhi sehingga jarak antar tulangan sudah mencukupi. Syarat jarak antar tulangan pada arah memanjang di luar daerah sendi plastis seperti pada Persamaan 2.66 dan Persamaan 2.67 dibatasi sebagai berikut.

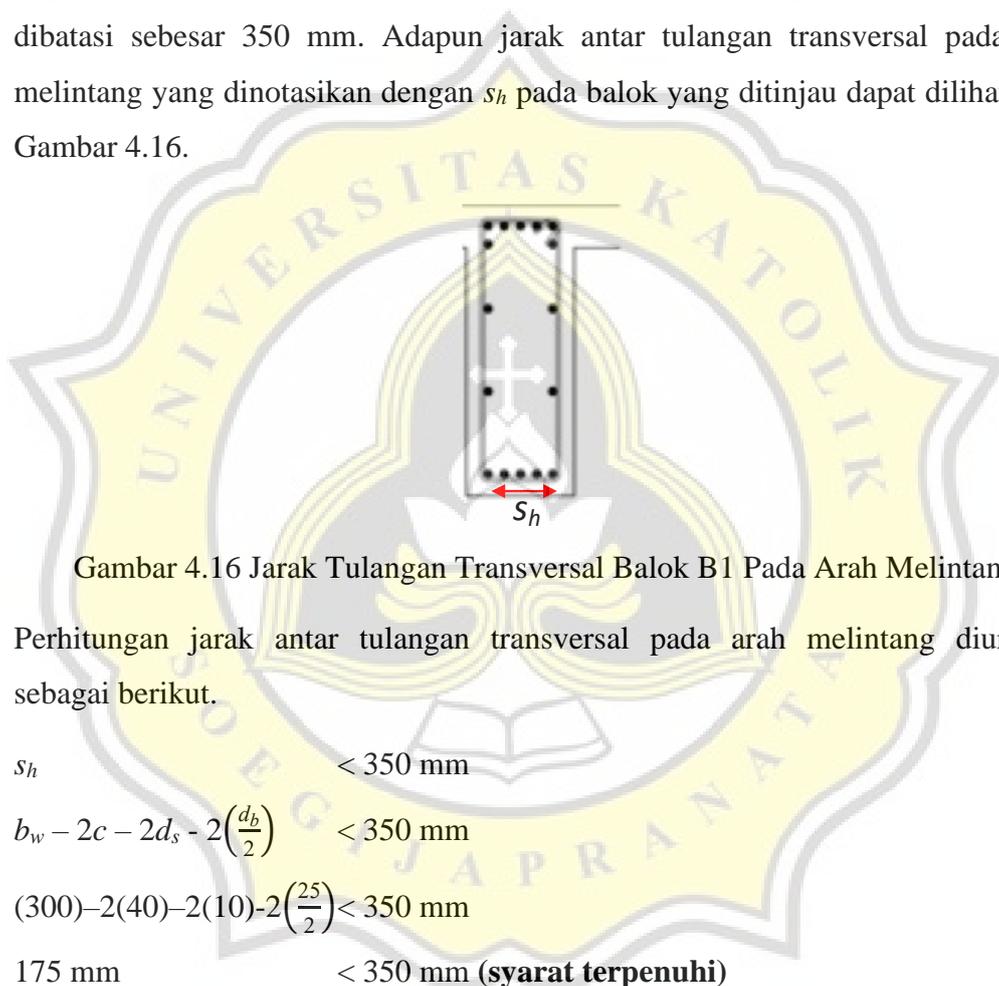


$$s < d/2; \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w}$$

$$150 \text{ mm} < (737,50)/2 \text{ mm}; \frac{(157,08)(400)}{0,35(300)} \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm} < 368,75 \text{ mm}; 598,40 \text{ mm} \text{ (syarat terpenuhi)}$$

Syarat jarak antar tulangan pada arah memanjang di luar sendi plastis sudah terpenuhi. Selanjutnya jarak antar tulangan transversal pada arah melintang dibatasi sebesar 350 mm. Adapun jarak antar tulangan transversal pada arah melintang yang dinotasikan dengan s_h pada balok yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.16.



Gambar 4.16 Jarak Tulangan Transversal Balok B1 Pada Arah Melintang

Perhitungan jarak antar tulangan transversal pada arah melintang diuraikan sebagai berikut.

$$s_h < 350 \text{ mm}$$

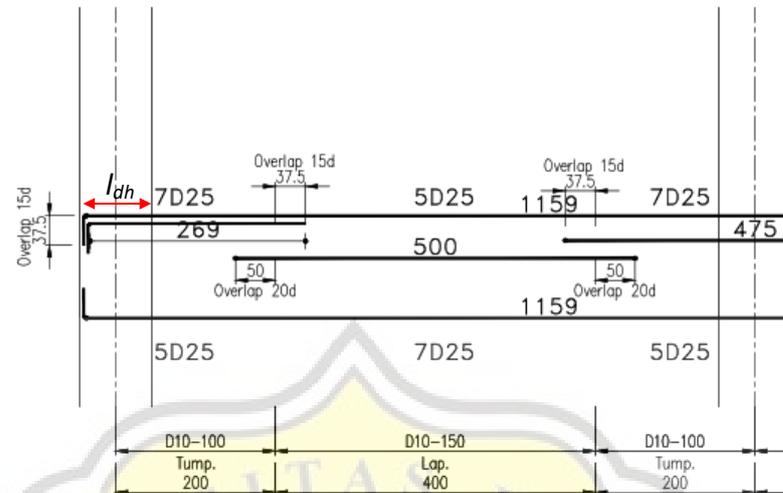
$$b_w - 2c - 2d_s - 2\left(\frac{d_b}{2}\right) < 350 \text{ mm}$$

$$(300) - 2(40) - 2(10) - 2\left(\frac{25}{2}\right) < 350 \text{ mm}$$

$$175 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \text{ (syarat terpenuhi)}$$

4.3.7 Pemeriksaan panjang penyaluran

Panjang penyaluran dihitung berdasarkan diameter tulangan sehingga persamaan harus disesuaikan. Berdasarkan standar detail yang digunakan di proyek jarak tekukan dari tepi kolom adalah 1/3 lebar kolom. Sedangkan kait untuk penyaluran digunakan sebesar 15 diameter tulangan. Panjang daerah l_{dh} balok yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.17 dengan Persamaan 2.68 dan Persamaan 2.69.



Gambar 4.17 Panjang Daerah l_{dh} Balok yang Ditinjau

Adapun perhitungan panjang penyaluran yang dibutuhkan untuk balok B1 lantai 2 adalah sebagai berikut.

$$l_{dh,pasang} = \frac{2}{3}C1$$

$$l_{dh,pasang} = \frac{2}{3}(1000)$$

$$l_{dh,pasang} = 666,67 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \max\left(\frac{0,24f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f_c}}\right) d_b; 6d_b; 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \max\left(\frac{0,24(400)(1,0)(1,0)(1,0)}{(1,0)\sqrt{25}}\right); 6(25); 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \max(480 \text{ mm}; 200 \text{ mm}; 150 \text{ mm}) < l_{d,pasang} (= 666,67 \text{ mm}) \text{ (panjang penyaluran mencukupi)}$$

Nilai l_{dh} yang digunakan untuk memeriksa kecukupan panjang penyaluran adalah nilai terbesar dari ketiga nilai yang telah dihitung yaitu digunakan sebesar 480 mm. Dapat dilihat bahwa untuk panjang penyaluran tulangan yang terpasang sudah mencukupi.

4.3.8 Pemeriksaan kecukupan tulangan terhadap torsi

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 300 \times 800 \\ &= 240.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2(b + h) \\ &= 2(300 + 800) \\ &= 2.200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi T_{cr} &= \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ &= 0,75 (0,083) (1,0) \sqrt{25} \left(\frac{(240.000)^2}{2.200} \right) \\ &= 8,1491 \text{ kN.m} < T_u (= 22,6895 \text{ kN.m}) \text{ maka diperlukan tulangan torsi} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_e - \phi V_c}{\phi}$$

$$V_s = \frac{480,30 - 0,75(188,06)}{0,75}$$

$$V_s = 452,3366 \text{ kN}$$

$$V_{s \max} = 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{s \max} = 0,66 \sqrt{25} (300)(737,50)$$

$$V_{s \max} = 730,13 \text{ kN}$$

Dengan demikian kuat geser tulangan yang digunakan adalah 452,3366 kN.

$$\frac{A_v}{2s} = \frac{\left(\frac{V_s}{f_y d} \right)}{2}$$

$$= \frac{\left(\frac{452,3366}{(400)(737,50)} \right)}{2}$$

$$= 0,7667 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$x_o = b_w - 2 \left(c + \frac{d_s}{2} \right)$$

$$= 300 - 2 \left(40 + \frac{10}{2} \right)$$

$$= 210 \text{ mm}$$

$$y_o = h - 2 \left(c + \frac{d_s}{2} \right)$$

$$= 800 - 2 \left(40 + \frac{10}{2} \right)$$

$$= 710 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = x_o y_o$$



$$= 210 \times 710$$

$$= 149.100 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85A_{oh}$$

$$= 0,85 \times 149.100$$

$$= 126.735 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(x_o + y_o)$$

$$= 2(210 + 710)$$

$$= 1840 \text{ mm}$$

Kecukupan penampang diperiksa dengan menggunakan Persamaan 2.92 yang dijabarkan sebagai berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left[\left(\frac{V_c}{b_w d}\right) + 0,66 \sqrt{f'_c} \right]$$

$$\sqrt{\left(\frac{480,30}{300 \times 737,50}\right)^2 + \left(\frac{22,6895 \times 1840}{1,7 \times 149.100^2}\right)^2} \leq 0,75 \left[\left(\frac{188,06}{300 \times 737,50}\right) + 0,66 \sqrt{25} \right]$$

$$2,44 \text{ MPa} \leq 3,11 \text{ MPa}$$

Dengan demikian maka dimensi penampang sudah cukup besar. Kebutuhan tulangan sengkang tertutup menggunakan Persamaan 2.94 yang dijabarkan sebagai berikut:

$$T_n = \frac{T_u}{\phi}$$

$$= \frac{22,6895}{0,75}$$

$$= 30,2527 \text{ kN.m}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cot \theta}$$

$$= \frac{30,2527}{2 \times 126.735 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$= 0,2984 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (satu kaki)}$$

Kebutuhan tulangan memanjang dihitung menggunakan Persamaan 2.95 dan Persamaan 2.96 yang dijabarkan sebagai berikut:



$$\begin{aligned}
 A_l &= \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\
 &= 0,2984 \times 1840 \times \left(\frac{400}{400}\right) \\
 &= 549,0286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{l \text{ min}} &= \left(\frac{0,42 \sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y}\right) - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\
 &= \left(\frac{0,42 \times \sqrt{25} \times 240.000}{400}\right) - 0,2984 \times 1840 \times \left(\frac{400}{400}\right) \\
 &= 710,9714 \text{ mm}^2 > A_l (= 549,0286 \text{ mm}^2)
 \end{aligned}$$

Dengan demikian A_l diambil sebesar $710,9714 \text{ mm}^2$, kemudian nilai tersebut akan dibandingkan dengan luas tulangan torsi yang telah terpasang dan kapasitas luas tulangan sisa seperti yang diuraikan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_{l, \text{pasang}} &= n_l \times 0,25 \times \pi \times d_l^2 + (A_{s, \text{pasang}(+)}) + A_{s, \text{pasang}(-)} - (A_{s, \text{perlu}(+)}) + A_{s, \text{perlu}(-)} \\
 &= 4 \times 0,25 \times \pi \times 25^2 + (3.436,12 + 2.454,37) - (1.349,99 + 774,38) \\
 &= 5.729,6171 \text{ mm}^2 > A_{l, \text{perlu}} (= 710,9714 \text{ mm}^2) \text{ (syarat terpenuhi)}
 \end{aligned}$$

Pemeriksaan kebutuhan tulangan sengkang dengan penambahan dari torsi dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{s} &= \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2s} \\
 &= 0,2984 + 0,7667 \\
 &= 1,0651 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_{vt}}{s_{\text{min}}} &= 0,35 b_w / f_{yt} \\
 &= 0,35 \times 300 / 400 \\
 &= 0,2625 \text{ mm}^2/\text{mm} < \frac{A_{vt}}{s} (= 1,0651 \text{ mm}^2/\text{mm}) \text{ Aman}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\text{luas tulangan sengkang}}{\frac{A_{vt}}{s}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}{1,0651} \\
 &= 147,4847 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s_{\text{maks}} = P_h / 8$$



$$= 1840/8$$

$$= 230 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan terpasang pada balok B1 lantai 2 daerah tumpuan adalah sebesar 100 mm sehingga berdasarkan perhitungan di atas jarak antar tulangan sengkang pada arah memanjang sudah mencukupi. Perhitungan balok induk dilakukan untuk setiap tipe balok induk di setiap lantai yang ditabelkan dan dapat dilihat pada Lampiran.

4.3.9 Rekap hasil analisis balok induk

Adapun untuk dapat lebih memahami seberapa besar nilai keamanan elemen terhadap gaya yang terjadi dapat dilihat dalam bentuk DCR dan MOS. Nilai DCR diperoleh dari gaya yang terjadi dibagi kapasitasnya yang kemudian diperjelas margin keamanannya dengan nilai MOS. Adapun MOS adalah singkatan dari *Margin of Safety* yang menunjukkan margin keamanan gaya yang terjadi terhadap kapasitasnya dalam persentase $\left(1 - \frac{M_u}{\phi M_n}\right)$ (%). Sebagai contoh pada Tabel 4.15 untuk momen di daerah sendi plastis memiliki MOS 59% berarti balok masih memiliki sisa tahanan kapasitas 59% dari terjadinya kegagalan akibat momen lentur di daerah sendi plastis. Sedangkan jika MOS 0% atau bernilai negatif memiliki arti bahwa elemen mengalami kegagalan akibat kapasitas tidak mencukupi gaya yang terjadi. Rekap hasil perhitungan balok B1 pada lantai 2 diperlihatkan pada Tabel 4.15 sampai Tabel 4.20 sebagai berikut:

Tabel 4.15 Rekap Hasil Analisis Momen Balok B1 Pada Lantai 2

Dimensi		Momen di Daerah Sendi Plastis (-)			Momen di Luar Sendi Plastis (+)		
b (mm)	h (mm)	M_u (kN.m)	ϕM_n (kN.m)	MOS (%)	M_u (kN.m)	ϕM_n (kN.m)	MOS (%)
300	800	322,58	778,94	59	210,26	778,94	73

Tabel 4.16 Rekap Hasil Analisis Geser Balok B1 Pada Lantai 2

Dimensi		Gaya Geser di Daerah Sendi Plastis			Gaya Geser di Luar Sendi Plastis		
b (mm)	h (mm)	V_e (kN.m)	ϕV_n (kN.m)	MOS (%)	V_e (kN.m)	ϕV_n (kN.m)	MOS (%)
300	800	480,30	347,54	-38	353,05	372,74	5



Tabel 4.17 Rekap Hasil Analisis Tulangan Longitudinal Akibat Torsi Balok B1 Pada Lantai 2

Tulangan Longitudinal Tumpuan (-)			Tulangan Longitudinal Lapangan (+)		
A _s (kN.m)	A _s pasang (kN.m)	MOS (%)	A _s (kN.m)	A _s pasang (kN.m)	MOS (%)
710,9714	5.729,6171	88	749,6947	5.729,6171	87

Tabel 4.18 Rekap Hasil Analisis Tulangan Transversal Akibat Torsi Balok B1 Pada Lantai 2

Dimensi	Dimensi	Jarak Sengkang di Daerah Sendi Plastis			Jarak Sengkang di Luar Sendi Plastis		
		s (kN.m)	S pasang (kN.m)	MOS (%)	s (kN.m)	S pasang (kN.m)	MOS (%)
b (mm)	b (mm)						
300	800	147,48	100	47	207,66	150	38

Tabel 4.19 Rekap Hasil Analisis Pendetailan Tulangan Balok B1 Pada Lantai 2

Jarak Sengkang di Daerah Sendi Plastis			Jarak Sengkang di Luar Sendi Plastis			Jarak Sengkang Arah Melintang		
s (mm)	S pasang (mm)	MOS (%)	s (mm)	S pasang (mm)	MOS (%)	s (kN.m)	S pasang (kN.m)	MOS (%)
150	100	50	368,75	150	146	350	175	100

Tabel 4.20 Rekap Hasil Analisis Panjang Penyaluran dan Jarak Bersih Tulangan Balok B1 Pada Lantai 2

Dimensi		Panjang Penyaluran			Jarak Bersih Tulangan		
b (mm)	b (mm)	l _{dh} (mm)	l _{dh} pasang (mm)	MOS (%)	S (mm)	S pasang (mm)	MOS (%)
300	800	480	666,67	28	53,33	18,75	-65

4.6. Perhitungan Balok Anak

Balok anak dan *tie beam* akan dihitung dengan cara yang sama, namun pada sub bab ini akan digunakan balok anak BA2 pada lantai 2 pada daerah tumpuan sebagai satu contoh yang akan dijabarkan langkah perhitungannya. Adapun perhitungan yang akan dilakukan adalah pemeriksaan kecukupan tulangan, pemeriksaan kapasitas lentur terhadap momen lentur yang terjadi, pemeriksaan kekuatan geser, pemeriksaan jarak tulangan transversal, pemeriksaan kecukupan terhadap torsi. Spesifikasi balok anak pada proyek ini dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan Gambar 4.18. Gaya dalam yang bekerja pada balok BA2 pada Lantai 2 dapat dilihat pada Tabel 4.22.



Tabel 4.21 Spesifikasi Balok Anak

Tipe	Lokasi	Lebar (mm)	Tinggi (mm)	Tulangan Longitudinal	Tulangan Torsi	Tulangan Sengkang
TB	Tumpuan	250	750	A: 3D19 B: 3D19	2D19	D10 - 150 mm
	Lapangan			A: 3D19 B: 3D19	2D19	D10 - 150 mm
BA2	Tumpuan	200	650	A: 3D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 3D19	2D19	D10 - 150 mm
BA3	Tumpuan	200	500	A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 150 mm
BA4	Tumpuan	200	300	A: 2D19 B: 2D19	-	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 2D19	-	D10 - 150 mm
BDA1	Tumpuan	200	650	A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 150 mm
BDA2	Tumpuan	200	500	A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 150 mm
BA2K	Tumpuan	200	650	A: 3D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 3D19 B: 2D19	2D19	D10 - 150 mm
BDA1K	Tumpuan	200	650	A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 150 mm
BDA2K	Tumpuan	200	500	A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 100 mm
	Lapangan			A: 2D19 B: 2D19	2D19	D10 - 150 mm

Tabel 4.22 Gaya Dalam Balok BA2 Lantai 2 Pada Bagian Tumpuan

Tipe	Bentang (mm)	As	Lokasi	Gaya Dalam		
				M_u (kN.m)	T_u (kN.m)	V_u (kN)
BA2	8000	5-6/E	Tumpuan (-)	192,06	5,5774	156,4034



TIPE / DIMENSI	BA2 - 20 x 65	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
BALOK BA2		
TUL. ATAS	3 D 19	2 D 19
TUL. BAWAH	2 D 19	3 D 19
SENGKANG	D10-100	D10-150
TUL. PINGGANG	2 D 19	2 D 19

Gambar 4.18 Detail Balok BA2

4.4.1 Analisis kecukupan tulangan longitudinal dan kekuatan lentur

Berdasarkan spesifikasi yang telah dilampirkan, tulangan longitudinal balok anak dihitung terhadap momen lentur yang terjadi akibat beban gravitasi seperti yang diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\rho_b &= 0,85 \times \beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times 0,85 \frac{25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,02709\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= \rho_b \left(\frac{0,003 + \frac{f_y}{E_s}}{0,008} \right) \\ &= 0,02709 \times \left(\frac{0,003 + \frac{400}{200.000}}{0,008} \right) \\ &= 0,01693\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{umaks} &= \phi \rho_{maks} f_y \left(1 - \frac{\rho_{maks} f_y}{1,7 f_c'} \right) \\ &= 0,9 \times 0,01693 \times 400 \left(1 - \frac{0,01693 \times 400}{1,7 \times 25} \right) \\ &= 5,12453 \text{ MPa}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned} d &= h - \frac{d_b}{2} - c - d_s \\ &= 650 - \frac{19}{2} - 40 - 10 \\ &= 590,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ul} &= R_{umaks} b d^2 \\ &= 5,12453 \times 200 \times 590,50^2 \\ &= 357,37 \text{ kN.m} > M_u (= 192,06 \text{ kN.m}) \end{aligned}$$

Karena $M_{ul} > M_u$ maka tidak perlu menggunakan tulangan tekan, namun tetap harus ada 2 buah tulangan menerus.

$$\begin{aligned} A_{s,pasang} &= n_b \times 0,25 \times \pi \times d_b^2 \\ &= 3 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 \\ &= 850,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f_c' b d^2}} \right] \\ &= \frac{0,85(25)}{(400)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(192,06 \times 10^6)}{1,7(0,90)(25)(200)(590,50)^2}} \right] \\ &= 0,0083 < \rho_{maks} (= 0,01693) \text{ maka penampang terkendali tarik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho b d \\ &= 0,0083 \times 200 \times 590,50 \\ &= 980,02 \text{ mm}^2 > A_{s,pasang} (= 850,59 \text{ mm}^2) \text{ (luas tulangan tidak cukup)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{s,pasang} \times f_y}{0,85f_c' b} \\ &= \frac{850,59 \times 400}{0,85 \times 25 \times 200} \\ &= 80,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{80,06}{0,85} \\ &= 94,18 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= 0,003 \times \left(\frac{d-c}{c} \right) \\
 &= 0,003 \times \left(\frac{590,50 - 94,18}{94,18} \right) \\
 &= 0,0158 \geq 0,005 \text{ (Penampang terkendali tarik)}
 \end{aligned}$$

Dapat diketahui bahwa penampang berada pada kondisi terkendali tarik sehingga asumsi awal $\phi = 0,90$ sudah benar. Selanjutnya akan melakukan perhitungan kapasitas lentur terhadap momen lentur yang terjadi yang diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times A_s \text{ pasang} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 850,59 \times 400 \left(590,50 - \frac{80,06}{2} \right) \\
 &= 168,56 \text{ kN.m} \\
 \text{DCR} &= \frac{M_u}{\phi M_n} < 1,0 \\
 &= \frac{192,06}{168,56} < 1,0 \\
 &= 1,14 < 1,0 \text{ (penampang tidak cukup kuat)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa tulangan longitudinal pada lokasi tumpuan tidak mencukupi kebutuhan luas tulangan tarik. Tulangan tekan tidak diperlukan namun tetap harus diberi dua buah tulangan menerus. Selanjutnya dapat terlihat bahwa penampang tidak memiliki kekuatan untuk menahan momen lentur yang terjadi.

4.4.2 Analisis kecukupan terhadap kombinasi geser dan torsi

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\
 &= 0,75(0,17)(1,0)\sqrt{25} (200)(590,50) \\
 &= 75,2888 \text{ kN} \\
 V_c &= \frac{\phi V_c}{\phi} \\
 &= \frac{75,2888}{0,75} \\
 &= 100,385 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Karena $V_u (= 156,4034 \text{ kN}) > \phi V_c/2 (= 37,6444 \text{ kN})$, maka diperlukan tulangan geser.

$$\begin{aligned} A_{cp} &= b \times h \\ &= 200 \times 650 \\ &= 130.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2(b + h) \\ &= 2(200 + 650) \\ &= 1.700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi T_{cr} &= \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ &= 0,75(0,083)(1,0)\sqrt{25} \left(\frac{(130.000)^2}{1.700} \right) \\ &= 3,0942 \text{ kN.m} < T_u (= 5,5774 \text{ kN.m}) \text{ sehingga diperlukan tulangan torsi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \\ &= \frac{156,4034 - 75,2888}{0,75} \\ &= 108,1529 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \max} &= 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,66 \sqrt{25} (200)(590,50) \\ &= 389,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nilai V_s yang digunakan untuk perhitungan selanjutnya adalah nilai terkecil dari dua perhitungan di atas yaitu $V_s = 108,1529 \text{ kN}$.

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{2s} &= \frac{\left(\frac{V_s}{f_y d} \right)}{2} \\ &= \frac{\left(\frac{108,1529}{(400)(590,50)} \right)}{2} \\ &= 0,2289 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$x_o = b_w - 2 \left(c + \frac{d_s}{2} \right)$$



$$= 200 - 2\left(40 + \frac{10}{2}\right)$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$y_o = h - 2\left(c + \frac{d_s}{2}\right)$$

$$= 650 - 2\left(40 + \frac{10}{2}\right)$$

$$= 560 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = x_o y_o$$

$$= 110 \times 560$$

$$= 61.600 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0,85 A_{oh}$$

$$= 0,85 \times 61.600$$

$$= 52.360 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(x_o + y_o)$$

$$= 2(110 + 560)$$

$$= 1340 \text{ mm}$$

Dimensi penampang dapat dikatakan cukup jika batas kiri lebih kecil dibandingkan batas kanan seperti yang diuraikan sebagai berikut.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left[\left(\frac{V_c}{b_w d}\right) + 0,66 \sqrt{f'_c} \right]$$

$$\sqrt{\left(\frac{156,4034}{200 \times 590,50}\right)^2 + \left(\frac{5,5774 \times 1340}{1,7 \times 61.600^2}\right)^2} \leq 0,75 \left[\left(\frac{100,385}{300 \times 590,50}\right) + 0,66 \sqrt{25} \right]$$

$$1,76 \text{ MPa} \leq 3,11 \text{ MPa}$$

Berdasarkan perhitungan di atas dapat diketahui bahwa dimensi penampang sudah mencukupi. Kebutuhan tulangan sengkang tertutup dihitung dan diuraikan sebagai berikut.

$$T_n = \frac{T_u}{\phi}$$

$$= \frac{5,5774}{0,75}$$

$$= 7,44 \text{ kN.m}$$



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17
(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

$$\begin{aligned}\frac{A_t}{s} &= \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cot \theta} \\ &= \frac{7,44}{2 \times 52.360 \times 400 \times \cot 45^\circ} \\ &= 0,178 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (satu kaki)}\end{aligned}$$

Pemeriksaan kebutuhan tulangan pinggang terhadap luas tulangan yang terpasang dapat dilihat pada uraian perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}A_l &= \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\ &= 0,178 \times 1340 \times \left(\frac{400}{400}\right) \\ &= 237,8952 \text{ mm}^2 \\ A_{l \text{ min}} &= \left(\frac{0,42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y}\right) - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\ &= \left(\frac{0,42 \times \sqrt{25} \times 130.000}{400}\right) - 0,178 \times 1340 \times \left(\frac{400}{400}\right) \\ &= 444,6048 \text{ mm}^2 > A_l (= 237,8952 \text{ mm}^2)\end{aligned}$$

Karena nilai $A_{l \text{ min}}$ diperoleh lebih besar dibandingkan dengan A_l maka luas tulangan yang digunakan adalah $A_{l \text{ min}}$. Selanjutnya nilai luas tulangan torsi perlu dibandingkan dengan kapasitas luas tulangan longitudinal yang terpasang.

$$\begin{aligned}A_{l, \text{ pasang}} &= n_l \times 0,25 \times \pi \times d_l^2 + (A_{s, \text{ pasang}(+)} + A_{s, \text{ pasang}(-)}) - (A_{s, \text{ perlu}(+)} + A_{s, \text{ perlu}(-)}) \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 + (850,59 + 567,06) - (980,02 + 0) \\ &= 793,72 \text{ mm}^2 > A_l (= 444,6048 \text{ mm}^2) \text{ (syarat terpenuhi)}\end{aligned}$$

Dapat diketahui berdasarkan perhitungan di atas bahwa luas tulangan longitudinal sudah mencukupi luas tulangan torsi yang diperlukan. Selanjutnya dilakukan perhitungan apakah jarak antar sengkang yang telah direncanakan sudah mencukupi jarak antar tulangan yang diperlukan.

$$\begin{aligned}\frac{A_{vt}}{s} &= \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2s} \\ &= 0,178 + 0,2289 \\ &= 0,8130 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

$$\frac{A_{vt}}{s_{\text{min}}} = 0,35 b_w / f_{yt}$$



$$= 0,35 \times 200/400$$

$$= 0,1750 \text{ mm}^2/\text{mm} < \frac{A_{st}}{s} (= 0,8130 \text{ mm}^2/\text{mm}) \text{ Aman}$$

$$S = \frac{\text{luas tulangan sengkang}}{\frac{A_{st}}{s}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}{0,8130}$$

$$= 193,22 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = P_h/8$$

$$= 1340/8$$

$$= 167,50 \text{ mm}$$

Pada balok anak BA2 pada lantai 2 untuk bagian tumpuan digunakan jarak antar sengkang sebesar 100 mm sedangkan jarak sengkang yang dibutuhkan adalah 167,50 mm sehingga jarak antar sengkang sudah mencukupi. Perhitungan balok anak dan *tie beam* dilakukan untuk setiap tipe balok anak di setiap lantai yang dirangkum dalam bentuk tabel dan dapat dilihat pada Lampiran STR-04-02.

4.4.3 Rekap hasil analisis balok anak

Setelah perhitungan selesai dilakukan selanjutnya hasil analisis kekuatan balok BA2 pada Lantai 2 dapat dilihat pada Tabel 4.23 sampai Tabel 4.25.

Tabel 4.23 Rekap Hasil Analisis Momen Balok BA2 Pada Lantai 2

Dimensi		Momen Tumpuan (-)			Momen Lapangan (+)		
b (mm)	h (mm)	M _u (kN.m)	φM _n (kN.m)	MOS (%)	M _u (kN.m)	φM _n (kN.m)	MOS (%)
200	650	192,06	168,56	-14	100,98	168,56	40

Tabel 4.24 Rekap Hasil Analisis Tulangan Longitudinal Akibat Torsi Balok BA2 Pada Lantai 2

Tulangan Longitudinal Tumpuan (-)			Tulangan Longitudinal Lapangan (+)		
A _s (kN.m)	A _s pasang (kN.m)	MOS (%)	A _s (kN.m)	A _s pasang (kN.m)	MOS (%)
444,60	793,72	44	574,14	793,72	44



Tabel 4.25 Rekap Hasil Analisis Tulangan Transversal Akibat Torsi Balok BA2 Pada Lantai 2

Dimensi		Jarak Sengkang di Tumpuan			Jarak Sengkang di Lapangan		
b (mm)	b (mm)	s (mm)	S pasang (mm)	MOS (%)	s (mm)	S pasang (mm)	MOS (%)
300	800	167,50	100	93	167,50	150	178

4.7. Perhitungan Kolom SRPMK

Kolom didesain untuk dapat menahan gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa yang telah ditentukan berdasarkan lokasi bangunan dengan Peta Gempa 2017. Adapun elemen kolom adalah elemen yang banyak didominasi oleh gaya aksial tekan dan momen lentur yang cenderung besar akibat beban gempa. Untuk melakukan pemeriksaan kolom pada bangunan ini maka diambil 1 *sample* untuk setiap tipe pada masing-masing lantai. Namun untuk penjabaran langkah-langkah perhitungan beserta dengan hasil perhitungan akan diambil 1 kolom yaitu kolom K1 pada lantai 2. Spesifikasi kolom yang digunakan pada bangunan ini dapat dilihat pada Tabel 4.26 dan gaya dalam yang bekerja pada kolom K1 lantai 3 dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.26 Spesifikasi Kolom

Tipe	Lokasi	Lebar (mm)	Tinggi (mm)	Tulangan Longitudinal	Tulangan Sengkang
K1A	Tumpuan	1000	1000	24D25	2D10 - 100 mm
	Lapangan			24D25	2D10 - 150 mm
K1	Tumpuan	900	900	20D25	2D10 - 100 mm
	Lapangan			20D25	2D10 - 150 mm
K2	Tumpuan	800	800	16D25	D10 - 100 mm
	Lapangan			16D25	D10 - 150 mm
K3	Tumpuan	700	700	12D25	D10 - 100 mm
	Lapangan			12D25	D10 - 150 mm

Tabel 4.27 Gaya Dalam Kolom K1 Lantai 2, Lantai 3 dan Lantai 4

Tipe	Tinggi (mm)	As	Gaya Dalam					
			M_2 (kN.m)	M_3 (kN.m)	V_2 (kN)	V_3 (kN)	P_u (kN)	N_u (kN)
K1 Lantai 2	3850	B/5	530,62	456,68	149,33	178,07	8.354,80	4.187,08
K1 Lantai 3	3850	B/5	395,87	325,79	146,67	178,64	7.379,78	3.689,76
K1 Lantai 4	3850	B/5	323,75	269,24	139,55	167,75	6.409,32	3.196,13



4.5.1 Pemeriksaan syarat dimensi dan tulangan

Elemen kolom dapat memiliki perilaku seperti elemen balok dengan batasan-batasan tertentu. Adapun untuk dapat mengetahui apakah kolom tersebut dapat didefinisikan sebagai elemen kolom dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.101 sampai Persamaan 2.104 seperti dijabarkan sebagai berikut:

$$b > 300 \text{ mm}$$

$$900 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \text{ (syarat terpenuhi)}$$

$$\frac{b}{h} > 0,4$$

$$\frac{900}{900} > 0,4$$

$$1,00 > 0,4 \text{ (syarat terpenuhi)}$$

$$\frac{h}{\left(\frac{h_w}{2}\right)} > 0,4$$

$$\frac{900}{\left(\frac{800}{2}\right)} > 0,4$$

$$2,25 > 0,4 \text{ (syarat terpenuhi)}$$

Setelah dilakukan pemeriksaan terhadap dimensi selanjutnya akan diperiksa berdasarkan gaya aksial tekan yang bekerja pada balok untuk dapat menentukan definisi sebuah elemen merupakan elemen kolom atau bukan. Adapun pemeriksaan terhadap gaya aksial tekan maksimum yang terjadi diuraikan sebagai berikut:

$$P_u > 0,1A_g f_c'$$

$$7.379,78 \text{ kN} > 0,1(900 \times 900)(25)$$

$$7.379,78 \text{ kN} > 2.025 \text{ kN} \text{ (syarat terpenuhi)}$$

Dengan demikian kolom K1 pada lantai 3 dapat didefinisikan sebagai elemen kolom. Adapun rasio tulangan longitudinal dalam SNI 2847-2019 dibatas seperti pada Persamaan 2.105 sampai 2.106. Pemeriksaan batasan rasio tulangan longitudinal diuraikan sebagai berikut.

$$\rho_g = \frac{A_s \text{ pasang}}{A_g}$$



$$= \frac{20 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2}{(900 \times 900)}$$

$$= 0,0121$$

$0,01 < \rho_g (= 0,0121) < 0,06$ (**syarat terpenuhi**)

Dapat diketahui bahwa rasio tulangan kolom masih memenuhi persyaratan.

4.5.2 Pemeriksaan *strong column weak beam*

Kolom seharusnya didesain agar memiliki kekuatan lentur setidaknya 1,2 kali kekuatan lentur balok yang diperiksa pada arah x maupun arah y. Pada penjabaran perhitungan hanya akan diambil perhitungan pada arah x saja. Balok dan pelat pada proyek ini dicor secara monolit sehingga lebar sayap efektif dari tulangan akan ikut berkontribusi terhadap kekuatan lentur balok dalam perhitungan ini. Tulangan pelat pada area lebar sayap efektif juga harus diperhitungkan ikut berkontribusi pada kekuatan lentur negatif balok. Adapun balok yang berada di sudut, pinggir dan tengah akan berbeda-beda lebar efektifnya. *Sample* yang digunakan untuk penjabaran perhitungan adalah kolom K1 lantai 3 dengan as B/5. Kolom berada di daerah tengah sehingga balok yang merangka ke kolom memiliki lebar sayap efektif pada kedua sisinya. Adapun balok yang merangka ke kolom K1 lantai 3 As B/5 adalah tipe balok B1 lantai 3 dengan bentang 8 m dan pelat lantai tebal 12 cm. Dengan demikian maka perhitungan lebar efektif sayap dapat diuraikan sebagai berikut.

$$b_{e1} = 2 \left(\frac{l}{8} \right)$$

$$= 2 \left(\frac{8000}{8} \right)$$

$$= 2.000 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = 2(8h_f)$$

$$= 2(8 \times 120)$$

$$= 1.920 \text{ mm}^2$$

$$b_{e3} = 2 \left(\frac{l_n}{2} \right)$$

$$= 2 \left(\frac{7100}{2} \right)$$



$$= 7.100 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut maka lebar efektif yang digunakan untuk analisis berikutnya adalah sebesar 1.920 mm. Setelah mengetahui lebar efektif balok maka akan dihitung kuat lentur balok. Kuat lentur balok tidak dapat diambil sama dengan perhitungan kuat lentur balok yang telah dijabarkan sebelumnya karena kuat lentur balok tidak hanya ditentukan dari penampang balok tapi juga penampang pelat sepanjang lebar sayap efektif. Jarak antar tulangan pelat pada proyek ini digunakan sebesar 150 mm. Perhitungan kuat lentur balok untuk perhitungan *SCWB* diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 A_{s(-),balok} &= n_{b(-),balok} \times 0,25 \times \pi \times d_{b(-),balok}^2 \\
 &= 7 \times 0,25 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 3.436,12 \text{ mm}^2 \\
 A_{s,pelat} &= \left(\frac{b_e}{s} + 1\right) \times 0,25 \times \pi \times d_{b,pelat}^2 \\
 &= \left(\frac{1.920}{150} + 1\right) \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\
 &= 1.083,85 \text{ mm}^2 \\
 A_{s(-),pasang} &= A_{s(-), balok} + 2(A_{s,pelat}) \\
 &= 3.436,12 \text{ mm}^2 + 2(1.083,85) \text{ mm}^2 \\
 &= 5.603,82 \text{ mm}^2 \\
 y &= \frac{\left(A_{s(-),balok} \times \left(c + \frac{d_{b(-),balok}}{2}\right)\right) + \left(A_{s,pelat} \times \left(h_f - c_f - \frac{d_{b,pelat}}{2}\right)\right) + \left(A_{s,pelat} \times \left(c_f + \frac{d_{b,pelat}}{2}\right)\right)}{A_{s(-),pasang}} \\
 &= \frac{\left(3.436,12 \times \left(40 + \frac{25}{2}\right)\right) + \left(1.083,85 \times \left(120 - 20 - \frac{10}{2}\right)\right) + \left(1.083,85 \times \left(20 + \frac{10}{2}\right)\right)}{5.603,82} \\
 &= 61,53 \text{ mm} \\
 d &= h_w - y \\
 &= 800 - 61,53 \\
 &= 738,47 \text{ mm}^2 \\
 a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b_e}
 \end{aligned}$$



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17
(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

$$= \frac{(5.603,82)(400)}{0,85(25)(1.920)}$$

$$= 54,94 \text{ mm}$$

$$M_{nb,ki} = A_{s(-),pasang} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 5.603,82 \times 400 \left(738,47 - \frac{54,94}{2} \right)$$

$$= 1.593,72 \text{ kN.m}$$

Berikutnya akan dihitung dengan cara yang hampir sama dengan sebelumnya namun pada momen kanan atau tulangan yang berkontribusi adalah tulangan positif.

$$A_{s(+)} = n_{b(+)} \times 0,25 \times \pi \times d_{b(+)}$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 25^2$$

$$= 2.454,37 \text{ mm}^2$$

$$d = h - c - d_s - \frac{d_{b(+)}}{2}$$

$$= 800 - 40 - 10 - \frac{25}{2}$$

$$= 737,50 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c b_w}$$

$$= \frac{(2.454,37)(400)}{0,85(25)(300)}$$

$$= 154 \text{ mm}$$

$$M_{nb,ka} = A_{s(+),pasang} \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

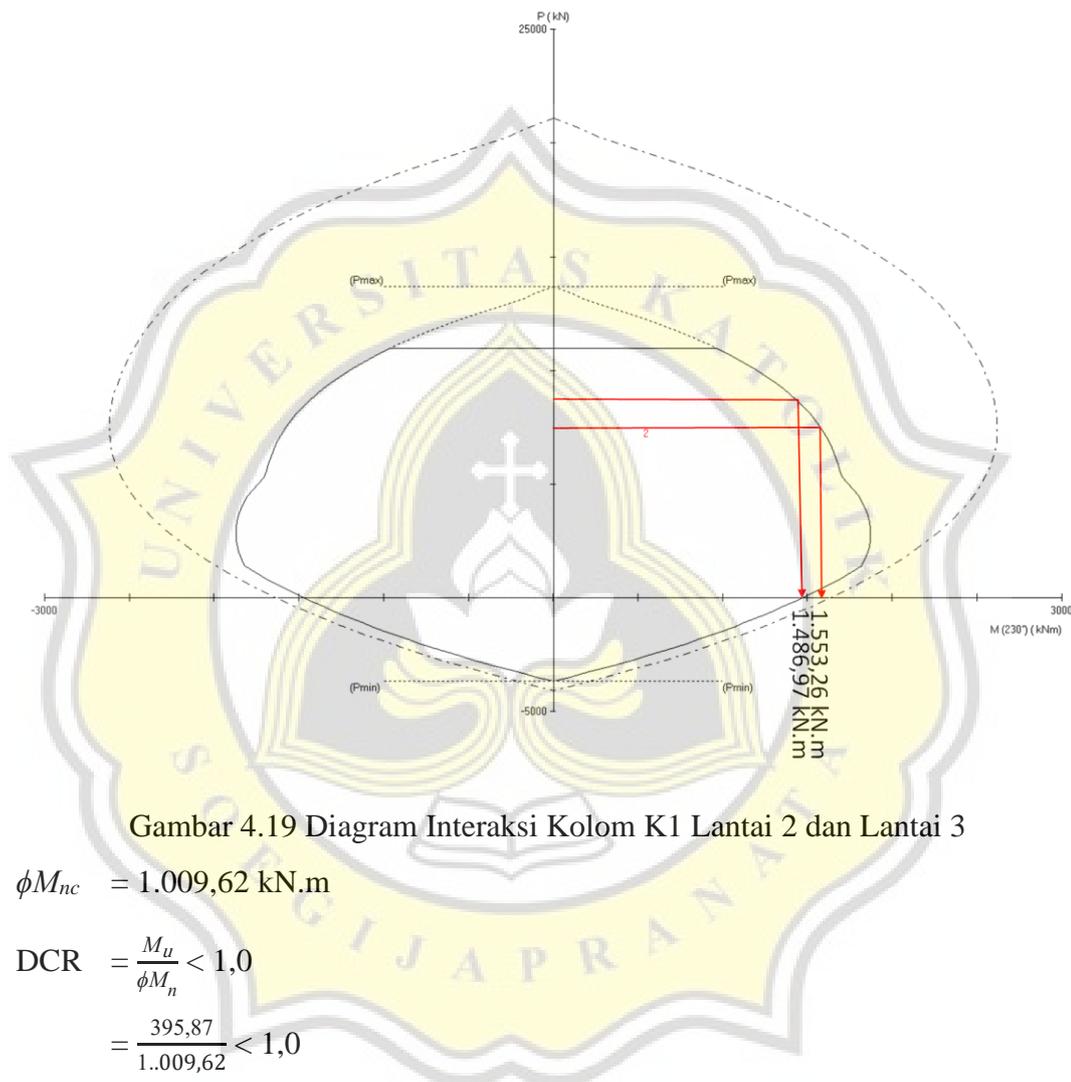
$$= 2.454,37 \times 400 \left(737,50 - \frac{154}{2} \right)$$

$$= 648,44 \text{ kN.m}$$

Adapun dalam perhitungan *SCWB* pada penelitian ini, digunakan kolom yang sedang ditinjau sebagai kolom atas dan kolom di bawahnya. Analisis diagram interaksi kolom menggunakan perangkat lunak *SPColumn* dengan *output* yang diambil adalah ϕ , ϕM_{nc} , $\phi M_{nc,btm}$. Berdasarkan *output* tersebut maka $\phi M_{nc}/\phi$ untuk mendapatkan nilai M_{nc} . Selain itu ϕM_{nc} pada kolom yang ditinjau akan digunakan



juga untuk membandingkan kuat lentur kolom terhadap momen lentur yang bekerja. Nilai momen ultimit diambil dari nilai terbesar antara M_2 dan M_3 dan berdasarkan analisis dengan menggunakan SPColumn diagram interaksi kolom diperlihatkan pada Gambar 4.19.



Gambar 4.19 Diagram Interaksi Kolom K1 Lantai 2 dan Lantai 3

$$\phi M_{nc} = 1.009,62 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \text{DCR} &= \frac{M_u}{\phi M_n} < 1,0 \\ &= \frac{395,87}{1.009,62} < 1,0 \\ &= 0,39 < 1,0 \text{ (syarat terpenuhi)} \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis diagram interaksi kolom dengan perangkat lunak SPColumn dapat diketahui bahwa ($\phi = 0,65$) untuk kolom K1 lantai 3 dan kolom K1 lantai 2. Sehingga nilai M_{nc} untuk kolom K1 lantai 3 dan kolom K1 lantai 2 adalah sebagai berikut.

$$M_{nc} = 1.553,26 \text{ kN.m}$$



$$M_{nc,btm} = 1.486,97 \text{ kN.m}$$

Sehingga untuk perhitungan *SCWB* diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &> (1,2)\sum M_{nb} \\ (1.553,26 + 1.486,97) &> (1,2)(1.593,72 + 648,44) \\ 3.040,23 \text{ kN.m} &> 2.690,60 \text{ kN.m} \text{ (syarat terpenuhi)} \end{aligned}$$

Dengan demikian dapat diketahui bahwa potensi terjadinya *story mechanism* dapat diminimalisir karena kekuatan kolom terhadap lentur cenderung lebih kuat dibandingkan dengan kekuatan lentur balok.

4.5.3 Pemeriksaan tulangan transversal

Langkah pertama untuk menghitung tulangan transversal adalah memeriksa kondisi gaya aksial tekan terfaktor apakah melebihi batas yaitu $0,3A_gf_c'$.

$$\begin{aligned} 0,3A_gf_c' &= 0,3 \times 900 \times 900 \times 25 \\ &= 6.075,00 \text{ kN} < P_u (= 7.379,78 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Dengan demikian maka untuk melakukan perhitungan A_{sh}/s_{obc} akan digunakan 3 persamaan yang telah dijabarkan pada Persamaan 2.130 sampai Persamaan 2.132. Adapun gambar detail kolom dapat dilihat pada Gambar 4.20.

TYPE KOLOM	K1-90X90	
POTONGAN		
	DIMENSI	90 x 90
TUL. UTAMA	20 D 25	20 D 25
TUL. SENGKANG	D10 - 100	D10 - 150
TUL. SENG. PENGIKAT	D10 - 200	D10 - 300
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN

Gambar 4.20 Detail Kolom K1

$$\begin{aligned} b_c &= b - 2 \times \text{selimut beton} \\ &= 900 - 2 \times 40 \\ &= 820 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} A_{ch} &= b_c \times b_c \\ &= 820 \times 820 \\ &= 672.400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s_{bc}} &= 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0,3 \left(\frac{900 \times 900}{672.400} - 1 \right) \frac{25}{400} \\ &= 0,00384 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s_{bc}} &= 0,09 \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0,09 \times \frac{25}{400} \\ &= 0,00563 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_f &= \frac{f_c'}{175} + 0,6 \geq 1,0 \\ &= \frac{25}{175} + 0,6 \geq 1,0 \\ &= 0,743 \geq 1,0 \text{ maka digunakan } k_f = 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_n &= \frac{n_l}{n_l - 2} \\ &= \frac{12}{12 - 2} \\ &= 1,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s_{bc}} &= 0,2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \\ &= 0,2 (1,0) (1,2) \frac{7.379,78}{(400)(672.400)} \\ &= 0,00663 \end{aligned}$$

Maka nilai $\frac{A_{sh}}{s_{bc}}$ yang digunakan dalam perhitungan selanjutnya diambil sebesar 0,00659. Berdasarkan gambar DED kolom menggunakan jarak antar sengkang sebesar 100 mm untuk tumpuan. Untuk menghitung kebutuhan tulangan transversal yang dijabarkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{s} &= b_c \times \frac{A_{sh}}{s_{bc}} \\ &= 820 (0,00659) \end{aligned}$$



$$= 5,3998 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

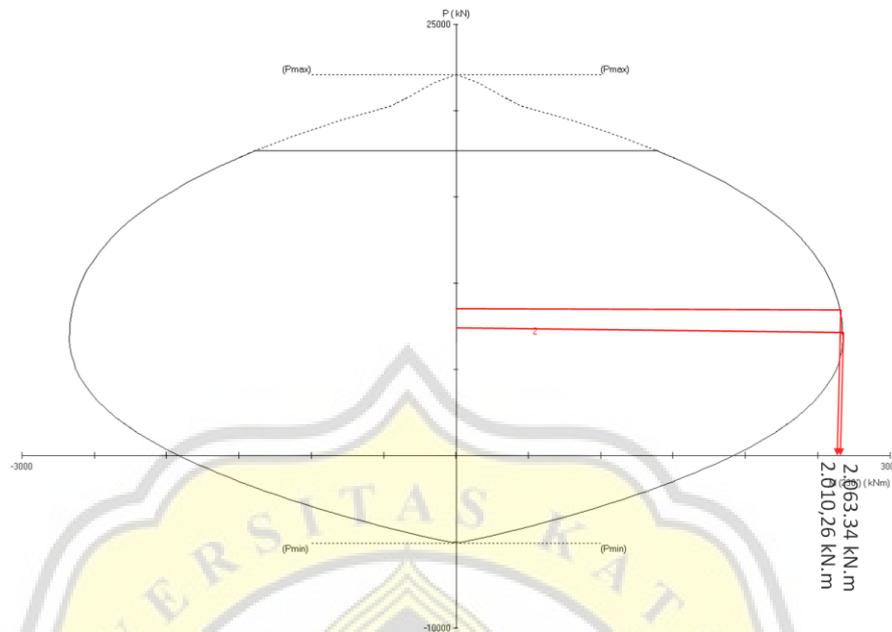
$$\begin{aligned} A_{sh} &= \frac{A_{sh}}{s} \times s \\ &= 5,3998 \times 100 \\ &= 539,98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh \text{ pasang}} &= n_s \times 0,25 \times \pi \times d_s^2 \\ &= 4 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 314,16 \text{ mm}^2 < A_{sh} (= 539,98 \text{ mm}^2) \text{ (luas tulangan tidak cukup)} \end{aligned}$$

Dengan demikian dapat diketahui bahwa luas tulangan transversal kurang mencukupi kebutuhan tulangan.

4.5.4 Perhitungan kuat geser

Gaya geser desain kolom dihitung dengan 2 persamaan dengan nilai gaya geser desain dapat diambil dari gaya geser pada mekanisme *beam hinge* (*bh*) tidak perlu diambil lebih besar dibandingkan gaya geser pada mekanisme *column hinge* (*ch*) dan tidak lebih kecil dibandingkan dengan gaya geser dari *load combination* analisis struktur yang pada penelitian ini menggunakan perangkat lunak ETABS v18.1.1. Nilai M_{pr} diperoleh dari diagram interaksi kolom yang dihitung dengan menggunakan perangkat lunak SPColumn dengan $\phi = 1,0$ dan $1,25f_y$. Adapun M_{pr} pada kolom yang ditinjau didefinisikan sebagai $M_{pr,top}$ dan kolom di lantai bawah kolom yang ditinjau didefinisikan sebagai $M_{pr,btm}$. Berdasarkan analisis diperoleh nilai $M_{pr,top} = 2.063,34$ kN.m dan nilai $M_{pr,btm} = 2.010,26$ kN.m dengan ketinggian kolom yang sama sehingga untuk menghitung gaya geser dari mekanisme *column hinge* dengan Persamaan 2.133. Nilai M_{pr} kolom K1 lantai 2 dan kolom lantai 3 diperoleh dari analisis diagram interaksi dengan perangkat lunak SPColumn. Adapun diagram interaksi kolom K1 lantai 2 dan kolom lantai 3 diperlihatkan pada Gambar 4.21.

Gambar 4.21 Diagram Interaksi Kolom Dengan $1,25f_y$

$$\begin{aligned}
 V_{sway} &= \frac{M_{prc,top} + M_{prc,btm}}{l_u} \\
 &= \frac{2.063,34 + 2.010,26}{3.850} \\
 &= 1.058,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser desain pada mekanisme *beam hinge* dihitung berdasarkan momen yang mungkin terjadi pada balok yang merangka ke kolom di ujung atas kolom yang ditinjau dan ujung bawah kolom yang ditinjau. Perhitungan $M_{prb,top}$ dapat dihitung dengan menggunakan penjumlahan antara $M_{prb,A top}^-$ dengan $M_{prb,B top}^+$ dengan A dan B menggambarkan balok di sisi kiri dan balok di sisi kanan. Nilai $M_{prb,A top}^-$ dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 2.51 dengan balok di sisi kiri kolom yang ditinjau sedangkan untuk $M_{prb,B top}^+$ dapat dihitung dengan Persamaan 2.53. Balok yang merangka ke kolom yang ditinjau memiliki tipe yang sama dengan balok yang digunakan sebagai contoh pada saat penjabaran perhitungan balok induk sehingga nilai $M_{prb,A top}^- = M_{prb,A btm}^- = 1.035,56 \text{ kN.m}$ dan nilai $M_{prb,B top}^+ = M_{prb,B btm}^+ = 786,93 \text{ kN.m}$.

$$\begin{aligned}
 M_{prb,top} &= M_{prb,A top}^- + M_{prb,B top}^+ \\
 &= 1.035,56 \text{ kN.m} + 786,93 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$



$$= 1.822,49 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{prb,btm} &= M_{prb,A btm} + M_{prb,B btm}^+ \\ &= 1.035,56 \text{ kN.m} + 786,93 \text{ kN.m} \\ &= 1.822,49 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Adapun karena seluruh kolom menggunakan mutu beton yang sama sehingga nilai modulus elastisitas setiap kolom juga sama dengan demikian dalam melakukan perhitungan DF dapat diuraikan sebagai berikut.

$$DF_{top} = \frac{\frac{EI}{L_x}}{\frac{EI}{L_x} + \frac{EI}{L_{top}}} = \frac{\frac{\frac{1}{12} \times 900 \times 900^3}{3.850}}{\frac{\frac{1}{12} \times 900 \times 900^3}{3.850} + \frac{\frac{1}{12} \times 900 \times 900^3}{3.850}} = 0,50$$

$$DF_{btm} = \frac{\frac{EI}{L_x}}{\frac{EI}{L_x} + \frac{EI}{L_{btm}}} = \frac{\frac{\frac{1}{12} \times 900 \times 900^3}{3.850}}{\frac{\frac{1}{12} \times 900 \times 900^3}{3.850} + \frac{\frac{1}{12} \times 900 \times 900^3}{3.850}} = 0,50$$

$$\begin{aligned} V_{sway} &= \frac{M_{prb,top}DF_{top} + M_{prb,btm}DF_{btm}}{l_u} \\ &= \frac{(1.822,49)(0,5) + (1.822,49)(0,5)}{3.850} \\ &= 473,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{sway, lc} < V_{sway, bh} < V_{sway, ch}$$

$178,64 \text{ kN} < 473,37 \text{ kN} < 1.058,08 \text{ kN}$ sehingga V_e diambil sebesar $473,37 \text{ kN}$.

Kuat geser beton (V_c) dapat diasumsikan sama dengan 0 jika Persamaan 2.137 dan Persamaan 2.138 terpenuhi. Dengan demikian perhitungan untuk memeriksa apakah kuat geser beton dapat diasumsikan sama dengan 0 diuraikan sebagai berikut.

$$V_{sway} \geq \frac{V_e}{2}$$

$$473,37 \text{ kN} \geq \frac{473,37}{2}$$

$$473,37 \text{ kN} \geq 236,685 \text{ kN} \text{ (memenuhi syarat, } V_c = 0)$$



$$P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$7.379,78 \text{ kN} < \frac{(810.000)(25)}{20}$$

$$7.379,78 \text{ kN} < 1.012,50 \text{ kN} \text{ (tidak memenuhi syarat, } V_c \neq 0)$$

Karena salah satu syarat tidak terpenuhi maka nilai kuat geser beton akan tetap diperhitungkan berkontribusi pada perhitungan kekuatan geser. Perhitungan untuk menghitung kekuatan geser kolom diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{3.689,76}{14 \times (900 \times 900)} \right) (1,0) \sqrt{25} (900) (837,50) \\ &= 849,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y t^d}{s_{pasang}} \\ &= \frac{(314,16)(400)(837,50)}{100} \\ &= 1.052,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi (V_c + V_s) \\ &= 0,75 (849,15 + 1.052,43) \\ &= 1.426,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{DCR} &= \frac{V_e}{\phi V_n} < 1,0 \\ &= \frac{473,37}{1.426,19} < 1,0 \\ &= 0,33 < 1,0 \text{ (syarat terpenuhi)} \end{aligned}$$

Beberapa syarat jarak tulangan transversal yang dipersyaratkan seperti pada Persamaan 2.143 sampai Persamaan 2.146 yaitu:

$$\frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil komponen struktur} = \frac{1}{4} (900) = 225 \text{ mm}$$

$$6 \text{ kali diameter tulangan memanjang} = 5 (25) = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} h_x &= \frac{h - 2c - 2d_s - d_b}{(n - 1)} \\ &= \frac{900 - 2(40) - 2(10) - (25)}{(6 - 1)} \end{aligned}$$



$$= 310 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} s_o &= 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\ &= 100 + \left(\frac{350 - 310}{3} \right) \\ &= 113,3333 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan jarak tulangan transversal pada arah memanjang yang terpasang adalah 100 mm maka syarat jarak antar sengkang pada daerah sendi plastis sudah memenuhi persyaratan. Selanjutnya syarat jarak antar tulangan sengkang pada arah melintang dikontrol berdasarkan kondisi gaya aksial tekan terfaktor dan mutu beton yang digunakan. Jika melihat pada Gambar 4.20 dapat diketahui bahwa terdapat 2 ketidaksesuaian yaitu karena kondisi kolom dengan gaya aksial tekan terfaktor lebih besar dari $0,3A_g f_c'$ maka seharusnya seluruh tulangan longitudinal diikat oleh suatu sengkang tertutup atau ikat silang.

Kemudian jarak antar sengkang pada arah melintang lebih besar dari 200 mm sedangkan jarak terbesar antar tulangan yang terpasang pada arah melintang adalah ($h_x = 310 \text{ mm}$). Selanjutnya dilakukan pemeriksaan *detailing* pada daerah di luar sendi plastis akan diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil komponen struktur} &= \frac{1}{4} (900) = 225 \text{ mm} \\ 6 \text{ kali diameter tulangan memanjang} &= 5 (25) = 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_x &= \frac{h - 2c - 2d_s - d_b}{(n - 1)} \\ &= \frac{900 - 2(40) - 2(10) - (25)}{(6 - 1)} \\ &= 310 \text{ mm} \end{aligned}$$

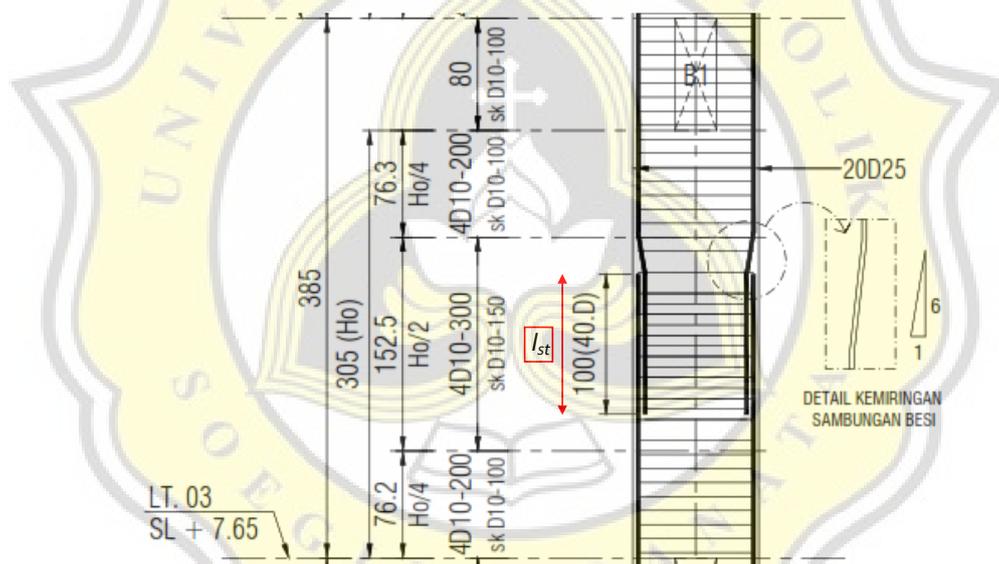
Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan dapat diketahui bahwa jarak antar tulangan pada arah memanjang di luar panjang l_o sudah memenuhi persyaratan dengan jarak antar tulangan terpasang 150 mm. Adapun jarak antar tulangan pada arah melintang dibatasi sebesar 200 mm sehingga jarak antar tulangan pada arah melintang di luar l_o tidak memenuhi syarat. Adapun panjang l_o dapat dijabarkan sebagai berikut.



$$\begin{aligned}
 l_o &= \max \left(b_{kolom}; \frac{l_u}{6}; 450 \text{ mm} \right) \\
 &= \max \left(900 \text{ mm}; \frac{3.850}{6}; 450 \text{ mm} \right) \\
 &= 900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.5.5 Perhitungan panjang lewatan

Panjang lewatan yang digunakan pada proyek ini adalah sebesar $40d_b$ atau sebesar 1000 mm. Oleh karenanya panjang tersebut akan dibandingkan dengan panjang lewatan berdasarkan standar SNI 2847-2019 untuk memeriksa apakah panjang penyaluran telah mencukupi. Detail penulangan kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.22 untuk dapat melihat khususnya detail dan panjang daerah panjang lewatan kolom.



Gambar 4.22 Detail Arah Memanjang Kolom K1

$$A_{tr} = n_s \times 0,25 \times \pi \times d_s^2$$

$$A_{tr} = (4) \times 0,25 \times \pi \times (10^2)$$

$$A_{tr} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$$

$$K_{tr} = \frac{40(314,16)}{(150)(20)}$$

$$K_{tr} = 4,19$$

$$\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{40 + 4,19}{25} \right) = 1,77 \leq 2,5 \text{ sehingga digunakan } 1,17$$



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17
(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c}} \times \frac{\psi_1\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right)$$

$$l_d = \left(\frac{400}{1,1(1,0)\sqrt{25}} \times \frac{(1,0)(1,0)(1,0)}{(1,17)} \right)$$

$$l_d = 1.028,64 \text{ mm dan } 300 \text{ mm } (l_d = \mathbf{1.028,64 \text{ mm}})$$

$$l_{st} = \max(1,3l_d; 300 \text{ mm})$$

$$= \max(1,3(1.028,64); 300 \text{ mm})$$

$$= 1.337,24 \text{ mm} > l_{st,pasang} (= 1.000 \text{ mm}) \text{ (panjang kurang mencukupi)}$$

$$l_{sc} = \max(0,071f_y d_b \text{ dan } 300 \text{ mm})$$

$$= \max(0,071(400)(25) \text{ dan } 300 \text{ mm})$$

$$= 710 \text{ mm} < l_{st,pasang} (= 1.000 \text{ mm}) \text{ (panjang sudah mencukupi)}$$

Perhitungan kolom secara lengkap dirangkum dalam bentuk tabel yang dapat dilihat pada Lampiran.

4.5.6 Rekap hasil analisis kolom

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan kemudian hasil analisis tersebut dirangkum dalam bentuk tabel seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.28 sampai Tabel 4.30.

Tabel 4.28 Rekap Hasil Analisis Momen Kolom dan Panjang Lewatan K1 Pada Lantai 3

Momen			Strong Column Weak Beam			Panjang Lewatan		
M_u (kN.m)	ϕM_n (kN.m)	MOS (%)	$\sum M_{nc}$ (kN.m)	$(1,2)\sum M_{nb}$ (kN.m)	MOS (%)	l_{st} (mm)	$l_{st,pasang}$ (mm)	MOS (%)
322,58	778,94	59	3.646,05	2.229,17	39	1.337,24	1.000	34

Tabel 4.29 Rekap Hasil Analisis *Confinement* dan Geser Balok K1 Pada Lantai 3

Luas Tulangan Pengekang			Gaya Geser		
A_{sh} (mm ²)	$A_{sh,pasang}$ (mm ²)	MOS (%)	V_e (kN.m)	ϕV_n (kN.m)	MOS (%)
405,00	157,08	-158	473,37	1.426,19	67

Tabel 4.30 Rekap Hasil Analisis Pendetailan Tulangan Balok K1 Pada Lantai 3

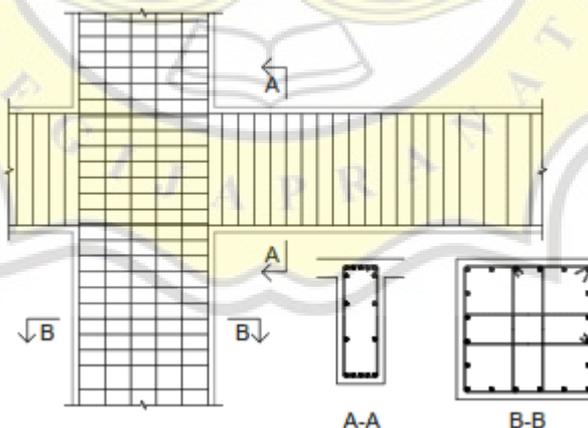
Jarak Sengkang di Daerah Sendi Plastis			Jarak Sengkang di Luar Sendi Plastis			Jarak Sengkang Arah Melintang		
s	s_{pasang}	MOS	s	s_{pasang}	MOS	h_x	$h_{x,pasang}$	MOS



Jarak Sengkang di Daerah Sendi Plastis			Jarak Sengkang di Luar Sendi Plastis			Jarak Sengkang Arah Melintang		
(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)	(%)	(mm)	(mm)	(%)
113,33	100	13	150	150	0	200	291,67	-31

4.8. Perhitungan Hubungan Balok Kolom

Hubungan balok kolom didesain untuk dapat menyalurkan gaya dengan baik. Sehingga dengan demikian hubungan balok kolom harus didesain dengan desain kapasitas untuk memastikan elemen daktail. Adapun untuk penjabaran perhitungan digunakan 1 contoh hubungan balok kolom yaitu pada lantai 3 pada as kolom B/5. Spesifikasi kolom yang merangka ke hubungan balok kolom di lantai 3 dapat dilihat pada Tabel 4.26. Kolom yang merangka ke hubungan balok kolom pada as B/5 adalah tipe kolom K1. Sedangkan balok yang merangka pada hubungan balok kolom ini adalah tipe balok B1. Gaya geser desain dihitung berdasarkan geser kolom yang terjadi dan momen yang mungkin terjadi pada balok yang merangka. Untuk melakukan perhitungan gaya geser *joint* maka tulangan pelat pada sepanjang lebar efektif akan ikut berkontribusi sehingga langkah pertama yang harus dilakukan adalah menentukan nilai lebar efektif. Adapun potongan hubungan balok kolom yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.23.



Gambar 4.23 Potongan Hubungan Balok Kolom

$$b_{el} = 2 \left(\frac{l}{8} \right)$$

$$b_{el} = 2 \left(\frac{8000}{8} \right)$$

$$b_{el} = 2.000 \text{ mm}$$



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17

(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

$$b_{e2} = 2(8h_f)$$

$$b_{e2} = 2(8 \times 120)$$

$$b_{e2} = 1.920 \text{ mm}^2$$

$$b_{e3} = 2\left(\frac{l_n}{2}\right)$$

$$b_{e3} = 2\left(\frac{7100}{2}\right)$$

$$b_{e3} = 7.100 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = n_{b(-), balok} \times 0,25 \times \pi \times d_{b(-), balok}^2$$

$$= 7 \times 0,25 \times \pi \times 25^2$$

$$= 3.436,12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s1} = \left(\frac{b_e}{s} + 1\right) \times 0,25 \times \pi \times d_{b, pelat}^2$$

$$= \left(\frac{1.920}{150} + 1\right) \times 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 1.083,85 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,s2} = \left(\frac{b_e}{s} + 1\right) \times 0,25 \times \pi \times d_{b, pelat}^2$$

$$= \left(\frac{1.920}{150} + 1\right) \times 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 1.083,85 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, pelat} = A_{s,s1} + A_{s,s2}$$

$$= 1.083,85 \text{ mm}^2 + 1.083,85 \text{ mm}^2$$

$$= 2.167,70 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(-), pasang} = A_{s(-), balok} + 2(A_{s, pelat})$$

$$= 3.436,12 \text{ mm}^2 + 2(1.083,85) \text{ mm}^2$$

$$= 5.603,82 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{\left(A_{s(-), balok} \times \left(c + \frac{d_{b(-), balok}}{2}\right)\right) + \left(A_{s,s1} \times \left(h_f - c_f - \frac{d_{b, pelat}}{2}\right)\right) + \left(A_{s,s2} \times \left(c_f + \frac{d_{b, pelat}}{2}\right)\right)}{A_{s(-), pasang}}$$

$$= \frac{\left(3.436,12 \times \left(40 + \frac{25}{2}\right)\right) + \left(1.083,85 \times \left(120 - 20 - \frac{10}{2}\right)\right) + \left(1.083,85 \times \left(20 + \frac{10}{2}\right)\right)}{5.603,82}$$

$$= 61,53 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned} d &= h_w - y \\ &= 800 - 61,53 \\ &= 738,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{A_s \times 1,25f_y}{0,85f_c' b_e} \\ &= \frac{(5.603,82) \times 1,25(400)}{0,85(25)(1.920)} \\ &= 68,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr,A}^- &= A_{s(-),pasang} \times 1,25f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\ &= 5.603,82 \times 1,25(400) \left(738,47 - \frac{68,67}{2} \right) \\ &= 1.972,91 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Berikutnya akan dihitung dengan cara yang hampir sama dengan sebelumnya namun pada momen kanan atau tulangan yang berkontribusi adalah tulangan positif.

$$\begin{aligned} A_{s2} &= n_{b(+)} \times 0,25 \times \pi \times d_{b(+)}^2 \\ &= 5 \times 0,25 \times \pi \times 25^2 \\ &= 2.454,37 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - c - d_s - \frac{d_{b(+)}}{2} \\ &= 800 - 40 - 10 - \frac{25}{2} \\ &= 737,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{pr} &= \frac{A_s \times 1,25f_y}{0,85f_c' b_w} \\ &= \frac{(2.454,37) \times 1,25(400)}{0,85(25)(300)} \\ &= 192,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr,A}^+ &= A_{s(+),pasang} \times 1,25f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\ &= 2.454,37 \times 1,25(400) \left(737,50 - \frac{192,5}{2} \right) \\ &= 786,93 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Karena balok yang merangka pada kolom di ujung atas dan ujung bawah sama maka $M_{pr,A}^- = M_{pr,B}^-$ dan $M_{pr,A}^+ = M_{pr,B}^+$. Adapun A dan B melambangkan sisi kiri



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17
(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

dan sisi kanan kolom. Nilai $\frac{w_u l_n}{2}$ dapat diperoleh dari gaya geser dari kombinasi beban gravitasi 1,2DL+1,2SIDL+1,0LL.

$$\begin{aligned} V_{e1,A} &= \frac{M_{pr,A}^- + M_{pr,A}^+}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \\ &= \frac{1972,9073 + 786,9324}{7.100} + 196,90 \\ &= 587,7533 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2,A} &= \frac{M_{pr,A}^- + M_{pr,A}^+}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2} \\ &= \frac{1972,9073 + 786,9324}{7.100} - 196,90 \\ &= 200,7723 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e1,B} &= \frac{M_{pr,B}^- + M_{pr,B}^+}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \\ &= \frac{1972,9073 + 786,9324}{7.100} + 200,156 \\ &= 588,8658 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2,B} &= \frac{M_{pr,B}^- + M_{pr,B}^+}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2} \\ &= \frac{1972,9073 + 786,9324}{7.100} - 200,156 \\ &= 188,5538 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{col} &= \frac{[(M_{pr,A}^- + M_{pr,B}^+) + (V_{e2,A} + V_{e1,B}) \frac{h_c}{2}]}{l_c} \\ &= \frac{[(1.972,91 + 786,93) + (200,7723 + 588,8658) \frac{9001}{2}]}{3.850} \\ &= 808,0893 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} &= \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}) \\ &= (1,25)(400)(3.436,12 + 1.083,85 + 1.083,85) \\ &= 2.801,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{b2} = T_{b2} &= A_{s2} \alpha f_y \\ &= (2.454,37)(1,25)(400) \\ &= 1227,1846 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} V_j &= T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col} \\ &= 2.801,91 \text{ kN} + 1227,18463 \text{ kN} - 808,0893 \text{ kN} \\ &= 3.221 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{h_{c2} - b_w}{2} \\ &= \frac{900 - 300}{2} \\ &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_j &= \min [(h_{c2}), (b_w + h_{c1}), (b_w + 2x)] \\ &= \min [900 \text{ mm}, (300 + 900), (300 + 2(300))] \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_j &= b_j h_j \\ &= (900)(900) \\ &= 810.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b/b_c &< 0,75 \\ 300/900 &< 0,75 \\ 0,3333 &< 0,75 \text{ (**balok tidak mengembang**)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \gamma \sqrt{f'_c} A_j \\ \phi V_n &= 0,85(1,0)\sqrt{25}(810.000) \\ \phi V_n &= 3.443 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{DCR} &= \frac{V_j}{\phi V_n} < 1,0 \\ &= \frac{3.221}{3.443} < 1,0 \\ &= 0,9357 < 1,0 \text{ (**syarat terpenuhi**)} \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan maka hasil analisis dirangkum dalam tabel seperti diperlihatkan pada Tabel 4.31.

Tabel 4.31 Rekap Hasil Analisis Hubungan Balok Kolom K1 Lantai 3 As B/5

Gaya Geser Arah X			Gaya Geser Arah Y		
V _j (kN)	φV _n (kN.m)	MOS (%)	V _j (kN)	φV _n (kN.m)	MOS (%)
3.221	3.443	6	3.219,29	3.443	6



Selanjutnya pada arah y juga harus ditinjau dengan cara yang sama. Perhitungan hubungan balok kolom dilakukan untuk setiap tipe balok induk di setiap lantai di sisi tengah, tepi dan sudut yang ditabelkan dan dapat dilihat pada Lampiran.

4.9. Prosedur Non Linear Statik

Selanjutnya prosedur non linear statik akan lebih banyak menggunakan perangkat lunak seperti XTRACT dan ETABS v18.1.1. Perangkat lunak XTRACT akan digunakan untuk mendapatkan ϕ_y , ϕ_u , M_y , M_u . Pada prosedur non linear statik akan diberikan satu contoh penjabaran analisis yaitu dengan balok B1 dan kolom K1 lantai 2. Adapun berdasarkan analisis hubungan momen kurvatur dengan perangkat lunak XTRACT maka diperoleh properti inelastik balok seperti yang dapat dilihat pada Tabel 4.32. Properti inelastik kolom tidak dianalisis dengan menggunakan perangkat lunak XTRACT karena untuk sendi plastis pada kolom didefinisikan secara otomatis dengan menggunakan perangkat lunak ETABS. Rotasi dapat diperoleh dengan menggunakan Persamaan 2.7 sampai Persamaan 2.9. Adapun cara melakukan perhitungan akan dijabarkan dengan mengambil balok B1 lantai 2 sebagai contoh yang diuraikan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta_y &= \frac{1}{2} \phi_y L \\ &= \frac{1}{2} (0,0050)(8) \\ &= 0,0198 \text{ rad}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta_u &= \frac{1}{2} \phi_u L_p \\ &= \frac{1}{2} (0,1564) \left(\frac{0,8}{2} \right) \\ &= 0,0606 \text{ rad}\end{aligned}$$

Karena balok berada kondisi kapasitas geser dan panjang penyaluran yang tidak mencukupi maka balok memenuhi kondisi ii dengan jarak antar tulangan transversal ($= 100 \text{ mm}$) $< d/2$ ($= 368,75 \text{ mm}$). Kemudian berdasarkan Tabel 2.1 maka nilai *Modelling Parameter* balok B1 lantai 2 dapat diambil sebagai berikut.

$$a = 0,003 \text{ rad}$$

$$b = 0,02 \text{ rad}$$



$$c = 0,00 \text{ rad}$$

$$M_A = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_y = 1.031 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_u = 1.286 \text{ kN.m}$$

$$M_D = M_E = 0 \times M_C$$

$$= 0 \times 1.286$$

$$= 0 \text{ kN.m}$$

$$\theta_A = \theta_B = 0 \text{ rad}$$

$$\theta_C = \theta_B + a$$

$$= 0 + 0,003$$

$$= 0,003 \text{ rad}$$

$$\theta_D = 1,1 \times \theta_C$$

$$= 1,1 \times 0,003$$

$$= 0,0033 \text{ rad}$$

$$\theta_E = \theta_B + b$$

$$= 0 + 0,02$$

$$= 0,02 \text{ rad}$$

Selanjutnya untuk dapat memasukkan nilai momen rotasi untuk mendefinisikan sendi plastis balok maka digunakan *deformation control* dengan nilai-nilai momen rotasi sebagai berikut. Adapun SF diambil sebesar sama dengan 1,0.

$$\frac{M_A}{M_y} = \frac{0}{1.031} = 0 \quad ; \quad \frac{\theta_A}{SF} = \frac{0}{1} = 0$$

$$\frac{M_B}{M_y} = \frac{1.031}{1.031} = 1 \quad ; \quad \frac{\theta_B}{SF} = \frac{0}{1} = 0$$

$$\frac{M_C}{M_y} = \frac{1.286}{1.031} = 1,2473 \quad ; \quad \frac{\theta_C}{SF} = \frac{0,003}{1} = 0,003$$

$$\frac{M_D}{M_y} = \frac{0,2}{1.031} = 0,2 \quad ; \quad \frac{\theta_D}{SF} = \frac{0,0033}{1} = 0,0033$$

$$\frac{M_E}{M_y} = \frac{0,2}{1.031} = 0,2 \quad ; \quad \frac{\theta_E}{SF} = \frac{0,02}{1} = 0,02$$



Tabel 4.32 Properti Inelastik Hasil Analisis Momen Kurvatur XTRACT

Tipe	Story	As	Properti Inelastik Balok					
			ϕ_u (1/m)	M_u (kN.m)	θ_u (rad)	ϕ_y (1/m)	M_y (kN.m)	θ_y (rad)
B1	Lantai 2	1-2/A	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 3	5-6/D	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 4	5-6/D	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 5	5-6/D	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 6	5-6/D	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 7	5-6/D	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 8	3/A-B	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 9	5/A-B	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	Lantai 10	5-6/C	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0198
	B2	Lantai 2	5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30
Lantai 3		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
Lantai 4		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
Lantai 5		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
Lantai 6		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
Lantai 7		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
Lantai 8		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
Lantai 9		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
Lantai 10		5/D-E	0,2581	313,40	0,0626	0,0077	256,30	0,0193
B1K		Lantai 2	2/A'-A	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00
	Lantai 3	2/A'-A	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0074
	Lantai 4	2/A'-A	0,1564	1286,00	0,0606	0,0050	1031,00	0,0074
BD1	Atap	5-6/B	0,1443	454,10	0,0560	0,0044	527,80	0,0176
BD2	Atap	5/E-F	0,2671	180,70	0,0649	0,0074	153,50	0,0111
BD1K	Atap	4/Bb-C	0,1443	651,10	0,0560	0,0044	527,80	0,0043
BD2K	Atap	5/F-F'	0,2671	180,70	0,0649	0,0074	153,50	0,0055

Tabel 4.33 Momen Pada Hubungan Momen-Rotasi

Tipe	Story	As	Moment-Rotation Bilinearization				
			M_A/M_y (kN.m)	M_B/M_y (kN.m)	M_C/M_y (kN.m)	M_D/M_y (kN.m)	M_E/M_y (kN.m)
B1	Lantai 2	1-2/A	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 3	5-6/D	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 4	5-6/D	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 5	5-6/D	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 6	5-6/D	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 7	5-6/D	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 8	3/A-B	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 9	5/A-B	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 10	5-6/C	0	1	1,2473	0,2	0,2
	B2	Lantai 2	5/D-E	0	1	1,2228	0,2
Lantai 3		5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2
Lantai 4		5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2
Lantai 5		5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2
Lantai 6		5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2
Lantai 7		5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2
Lantai 8		5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2
Lantai 9		5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17

(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

Tipe	Story	As	Moment-Rotation Bilinearization				
			M_A/M_y (kN.m)	M_B/M_y (kN.m)	M_C/M_y (kN.m)	M_D/M_y (kN.m)	M_E/M_y (kN.m)
	Lantai 10	5/D-E	0	1	1,2228	0,2	0,2
B1K	Lantai 2	2/A'-A	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 3	2/A'-A	0	1	1,2473	0,2	0,2
	Lantai 4	2/A'-A	0	1	1,2473	0,2	0,2
BD1	Atap	5-6/B	0	1	0,8604	0,2	0,2
BD2	Atap	5/E-F	0	1	1,1772	0,2	0,2
BD1K	Atap	4/Bb-C	0	1	1,2336	0,2	0,2
BD2K	Atap	5/F-F'	0	1	1,1772	0,2	0,2

Tabel 4.34 Rotasi Pada Hubungan Momen-Rotasi

Tipe	Story	As	Moment-Rotation Bilinearization				
			θ_A (rad)	θ_B (rad)	θ_C (rad)	θ_D (rad)	θ_E (rad)
B1	Lantai 2	1-2/A	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 3	5-6/D	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 4	5-6/D	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 5	5-6/D	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 6	5-6/D	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 7	5-6/D	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 8	3/A-B	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 9	5/A-B	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 10	5-6/C	0	0	0,003	0,0033	0,02
	B2	Lantai 2	5/D-E	0	0	0,003	0,0033
Lantai 3		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
Lantai 4		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
Lantai 5		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
Lantai 6		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
Lantai 7		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
Lantai 8		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
Lantai 9		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
Lantai 10		5/D-E	0	0	0,003	0,0033	0,02
B1K		Lantai 2	2/A'-A	0	0	0,003	0,0033
	Lantai 3	2/A'-A	0	0	0,003	0,0033	0,02
	Lantai 4	2/A'-A	0	0	0,003	0,0033	0,02
BD1	Atap	5-6/B	0	0	0,003	0,0033	0,02
BD2	Atap	5/E-F	0	0	0,003	0,0033	0,02
BD1K	Atap	4/Bb-C	0	0	0,003	0,0033	0,02
BD2K	Atap	5/F-F'	0	0	0,003	0,0033	0,02

Tabel 4.35 Acceptance Criteria Balok Induk

Tipe	Story	As	Acceptance Criteria		
			IO	LS	CP
B1	Lantai 2	1-2/A	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 3	5-6/D	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 4	5-6/D	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 5	5-6/D	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 6	5-6/D	0,0015	0,0100	0,0200



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17
(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

	Lantai 7	5-6/D	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 8	3/A-B	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 9	5/A-B	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 10	5-6/C	0,0015	0,0100	0,0200
B2	Lantai 2	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 3	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 4	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 5	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 6	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 7	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 8	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 9	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 10	5/D-E	0,0015	0,0100	0,0200
B1K	Lantai 2	2/A'-A	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 3	2/A'-A	0,0015	0,0100	0,0200
	Lantai 4	2/A'-A	0,0015	0,0100	0,0200
BD1	Atap	5-6/B	0,0015	0,0100	0,0200
BD2	Atap	5/E-F	0,0015	0,0100	0,0200
BD1K	Atap	4/Bb-C	0,0015	0,0100	0,0200
BD2K	Atap	5/F-F'	0,0015	0,0100	0,0200

Hasil akhir untuk dapat mengetahui kondisi bangunan secara global dengan beban yang telah dimasukkan adalah untuk dapat mengetahui titik kinerja atau biasa disebut *performance point* dari kurva kapasitas terhadap *demand*. Adapun untuk menentukan level kinerja bangunan adalah dengan menggunakan metode nonlinear statik ASCE 41 *Coefficient Method*. Setelah *performance* diketahui maka akan dapat diperoleh nilai gaya geser dasar dan nilai perpindahan pada *performance point*. Nilai perpindahan tersebut akan dibagi dengan tinggi bangunan untuk dapat mengetahui level kinerja bangunan berdasarkan batasan maksimum *drift*. Setelah mengetahui level kinerja bangunan maka selanjutnya akan dibandingkan dengan target kinerja yang tertera pada Tabel 2.20 untuk BSE-2N.

Spektrum *demand* untuk menentukan *performance point* adalah berdasarkan *response spectrum* pada lokasi proyek X. Analisis yang dilakukan harus menggunakan analisis *tier 3* pada level kegempaan *high* karena bangunan berada pada KDS D dengan syarat penggunaan analisis *tier 3* seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.24. Dapat diketahui berdasarkan Tabel 2.24 bahwa bangunan dengan tinggi tingkat lebih dari 8 lantai harus menggunakan prosedur *tier 3*. Pada penelitian ini digunakan *joint 402* sebagai titik pengamatan perpindahan. Adapun karena data tanah SPT tidak tersedia maka digunakan kelas situs SE dengan



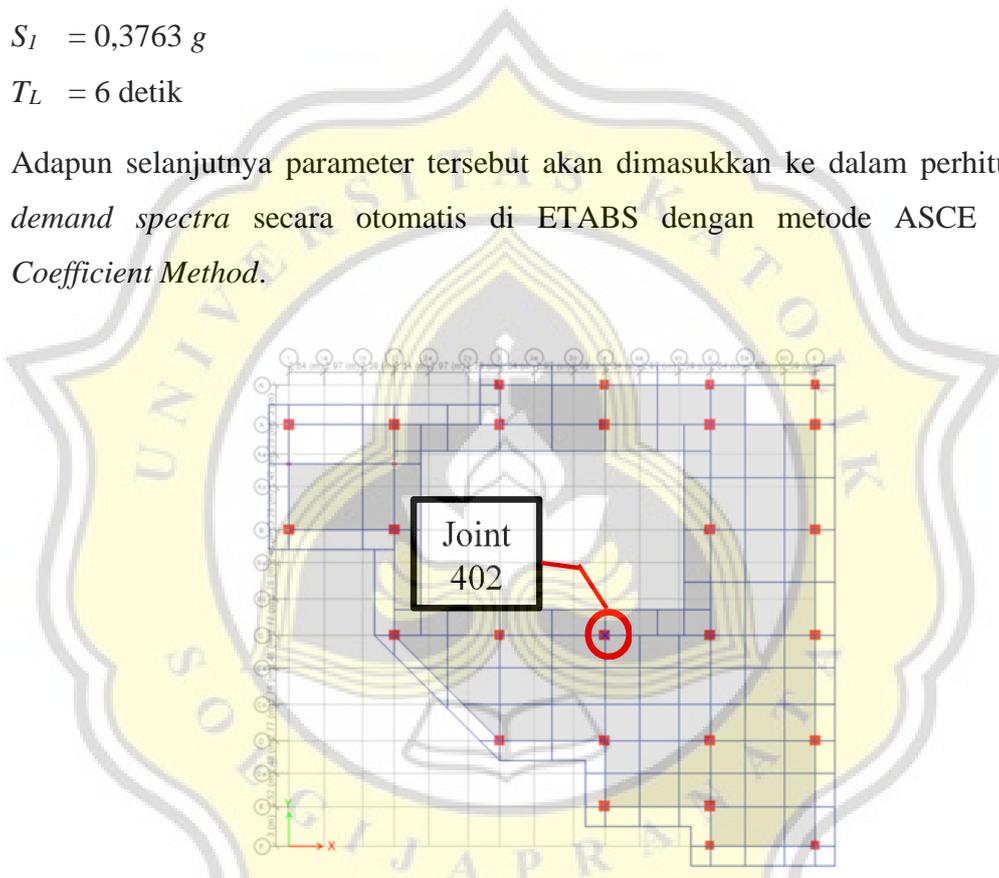
parameter-parameter beban gempa yang diperoleh dari http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/ dengan melakukan input data bujur dan lintang yang tidak dijabarkan di laporan ini untuk alasan kerahasiaan. Parameter-parameter gempa yang diperoleh dari *website* tersebut adalah sebagai berikut:

$$S_s = 0,868 g$$

$$S_I = 0,3763 g$$

$$T_L = 6 \text{ detik}$$

Adapun selanjutnya parameter tersebut akan dimasukkan ke dalam perhitungan *demand spectra* secara otomatis di ETABS dengan metode ASCE 41-13 *Coefficient Method*.



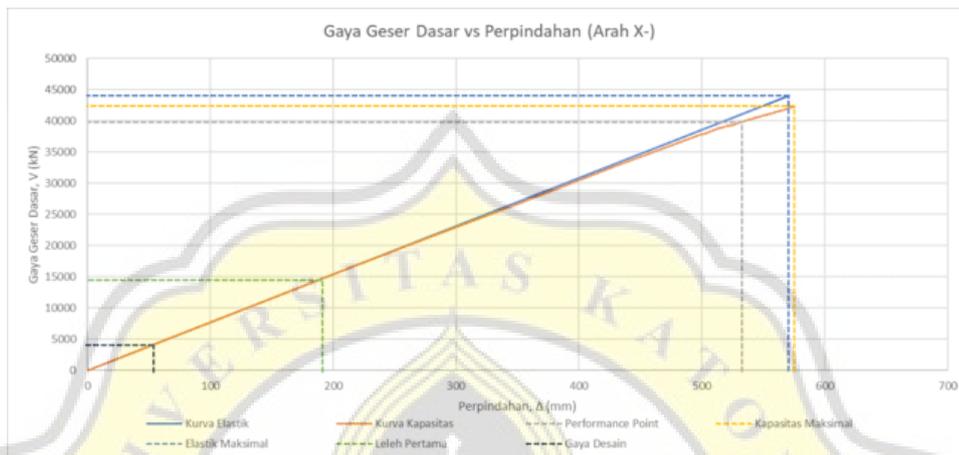
Gambar 4.24 Titik Pengamatan Perpindahan

Kinerja yang ditinjau pada level global adalah rasio perpindahan struktur terhadap persentase batas level kinerja yang diperlihatkan pada Tabel 2.23 dan nilai R , C_d , Ω_0 yang diperoleh dengan metode *equal displacement* dan metode *equal energy*. Selanjutnya kinerja pada level elemen yang ditinjau yaitu tingkat kinerja rotasi yang terjadi pada elemen yang dirangkum dalam bentuk *pie chart* yang menunjukkan persentase level kinerja rotasi seluruh elemen sistem pemikul gaya seismik. Adapun evaluasi kinerja pada level global dan pada level elemen akibat beban *pushover* pada masing-masing arah dijabarkan sebagai berikut.



a. Kinerja global struktur akibat *pushover* arah X negatif

Dengan metode nonlinear statik ASCE 41 CM dapat diketahui bahwa dengan beban *Pushover* X arah negatif diperoleh kurva kapasitas dan kurva elastik seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.25.



Gambar 4.25 Kurva Kapasitas dan Kurva Elastik *Pushover* Arah X- Berdasarkan hasil analisis, maka gaya geser pada masing-masing titik yang dapat dilihat pada Gambar 4.25 dijabarkan pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36 Perpindahan vs Gaya Geser Dasar Akibat *Pushover* X Arah Negatif

Titik	V (kN)	Δ (mm)
Kapasitas Maksimal	42.329,6391	575,457
<i>Performance Point</i>	39.910,7225	533,357
Leleh Pertama	14.684,1184	190,214
Gaya Desain	4.288,1309	55,5473
Elastik Maksimal	44.089,4473	571,1224

Berdasarkan hasil analisis yang dapat dilihat pada Tabel 4.36 selanjutnya digunakan Persamaan 2.1 sampai Persamaan 2.3 untuk perhitungan dengan metode *Equal Displacement* sedangkan metode *Equal Energy* diperhitungkan dengan Persamaan 2.4 sampai Persamaan 2.6. Adapun hasil perhitungan dirangkum seperti diperlihatkan pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37 Evaluasi *Equal Displacement* dan Evaluasi *Equal Energy Pushover* Arah X-

Evaluasi <i>Equal Displacement</i>		
R_{aktual}	3,0025	< R_{desain} (OK)



Tugas Akhir

Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17
(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)

Evaluasi <i>Equal Displacement</i>		
C_d	3,0025	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	2,8827	< $\Omega_{0,desain}$ (OK)
Evaluasi <i>Equal Energy</i>		
V_y/V_d	3,4244	> Nilai R (OK)
C_d	2,8040	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	2,7180	< $\Omega_{0,desain}$ (OK)

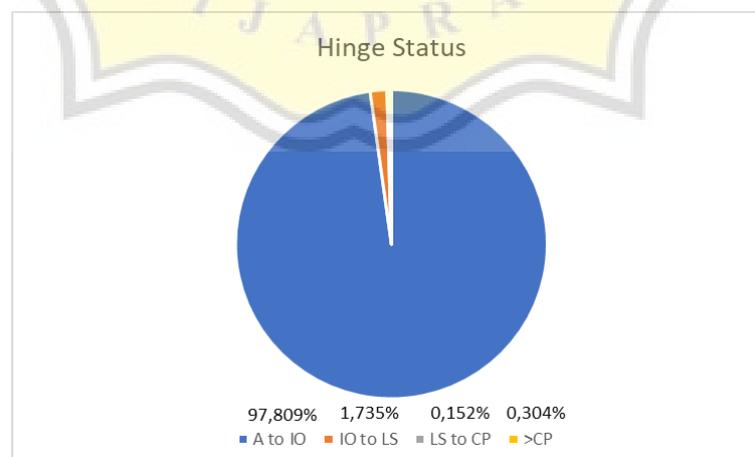
Selanjutnya dilakukan pemeriksaan level kinerja struktur yang akan dibandingkan dengan target level kinerja struktur seperti yang dapat dilihat pada Tabel 2.23.

$$\begin{aligned} \text{Rasio } displacement &= \frac{\text{roof displacement}}{\text{tinggi bangunan}} \\ &= \frac{533,357 \text{ mm}}{38.500 \text{ mm}} \\ &= 1,39\% \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis kinerja secara global dengan beban *Pushover* arah X negatif dapat diketahui bahwa bangunan masih berada pada level *damage control* sedangkan batas target kinerja yang disyaratkan adalah *collapse prevention*.

b. Kinerja elemen akibat *pushover* arah X negatif

Kemudian bangunan juga ditinjau pada level elemen seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.26. Adapun dapat dilihat pada Gambar 4.26 bahwa untuk bangunan yang diberi beban *Pushover* arah X negatif terdapat 0,304% dari total jumlah sendi plastis yang terbentuk melebihi target level kinerja.

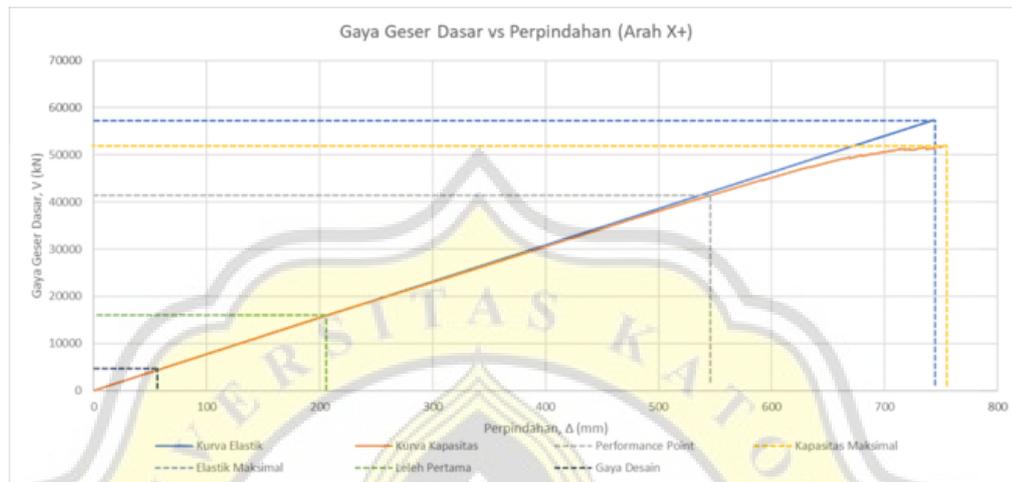


Gambar 4.26 *Hinge Status* Akibat *Pushover* Arah X-



c. Kinerja global struktur akibat *pushover* arah X positif

Ketika bangunan ditinjau dengan beban *Pushover* pada arah X positif kurva kapasitas dan kurva elastik yang telah dianalisis dapat dilihat pada Gambar 4.27.



Gambar 4.27 Kurva Kapasitas dan Kurva Elastik *Pushover* Arah X+

Adapun data-data yang diperlukan untuk menyusun kurva pada Gambar 4.27 dapat dilihat pada Tabel 4.38.

Tabel 4.38 Perpindahan vs Gaya Geser Dasar Akibat *Pushover* X Arah Positif

Titik	V (kN)	Δ (mm)
Kapasitas Maksimal	51.932,4767	754,405
<i>Performance Point</i>	40.488,5475	533,016
Leleh Pertama	16.231,4357	210,257
Gaya Desain	4.288,1309	55,5473
Elastik Maksimal	57.415,9176	743,7498

Setelah titik-titik yang membentuk kurva kapasitas dan kurva elastik diketahui selanjutnya dapat dilakukan pemeriksaan faktor R , C_d , Ω_0 dengan dua metode. Berdasarkan evaluasi dengan metode *Equal Displacement* maka digunakan Persamaan 2.1 sampai Persamaan 2.3 untuk memeriksa faktor R , C_d , Ω_0 aktual terhadap desain. Selanjutnya Persamaan 2.4 sampai Persamaan 2.6 digunakan untuk melakukan pemeriksaan dengan metode *equal energy*. Hasil analisis kedua metode tersebut dirangkum seperti diperlihatkan pada Tabel 4.39.



Tabel 4.39 Evaluasi *Equal Displacement* dan Evaluasi *Equal Energy Pushover* Arah X+

Evaluasi <i>Equal Displacement</i>		
R_{aktual}	3,5373	< R_{desain} (OK)
C_d	3,5373	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	3,1995	> $\Omega_{0,desain}$ (Not OK)
Evaluasi <i>Equal Energy</i>		
V_y/V_d	3,7852	> Nilai R (OK)
C_d	2,5351	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	2,4945	< $\Omega_{0,desain}$ (OK)

Level kinerja bangunan ditentukan dari rasio *displacement* terhadap batas rasio pada masing-masing level kinerja. Adapun rasio *displacement* untuk bangunan yang diberi beban *Pushover* pada arah X positif adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Rasio } displacement &= \frac{\text{roof displacement}}{\text{tinggi bangunan}} \\ &= \frac{533,016 \text{ mm}}{38.500 \text{ mm}} \\ &= 1,38\% \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 2.23 maka bangunan berada pada level *damage control* sedangkan bangunan seharusnya memiliki kondisi maksimum *collapse prevention*. Bangunan yang ditinjau dengan *Pushover* pada arah X positif sudah memenuhi target kinerja.

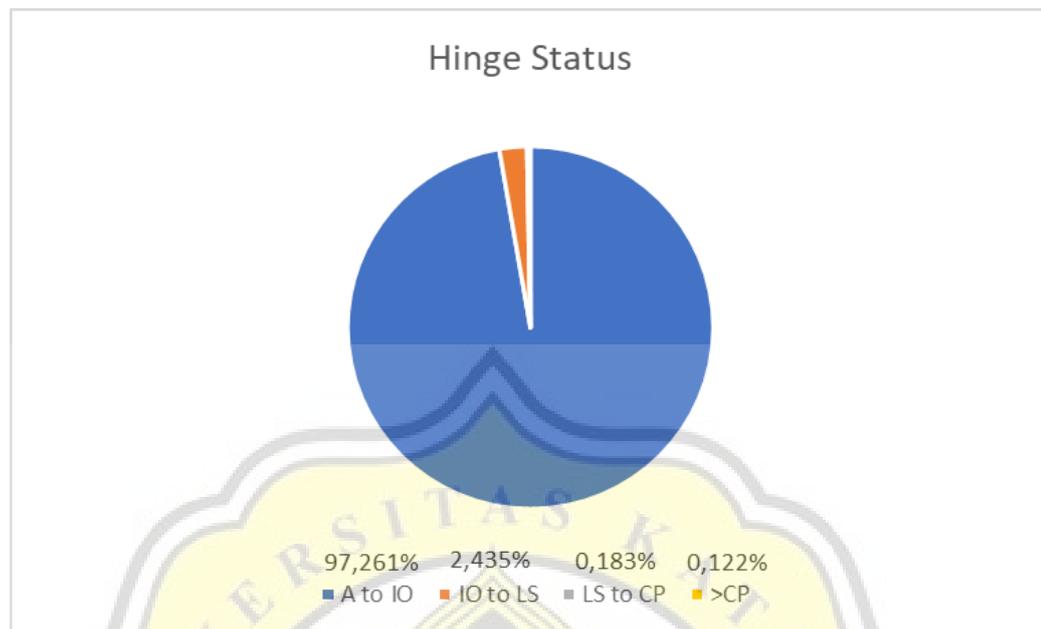
d. Kinerja elemen akibat *pushover* arah X positif

Selanjutnya bangunan ditinjau pada level elemen dengan meninjau kinerja pembentukan sendi plastis elemen. Adapun untuk memeriksa level kinerja sendi plastis elemen dapat dilihat pada Gambar 4.28. Berdasarkan analisis yang dilakukan dan ditampilkan dalam bentuk *pie chart* seperti pada Gambar 4.28, dapat diketahui ketika bangunan menerima beban *Pushover* pada arah X positif maka terdapat 0,122% dari total sendi plastis yang terbentuk yang tidak memenuhi syarat yaitu melebihi level kinerja *collapse prevention*.



Tugas Akhir

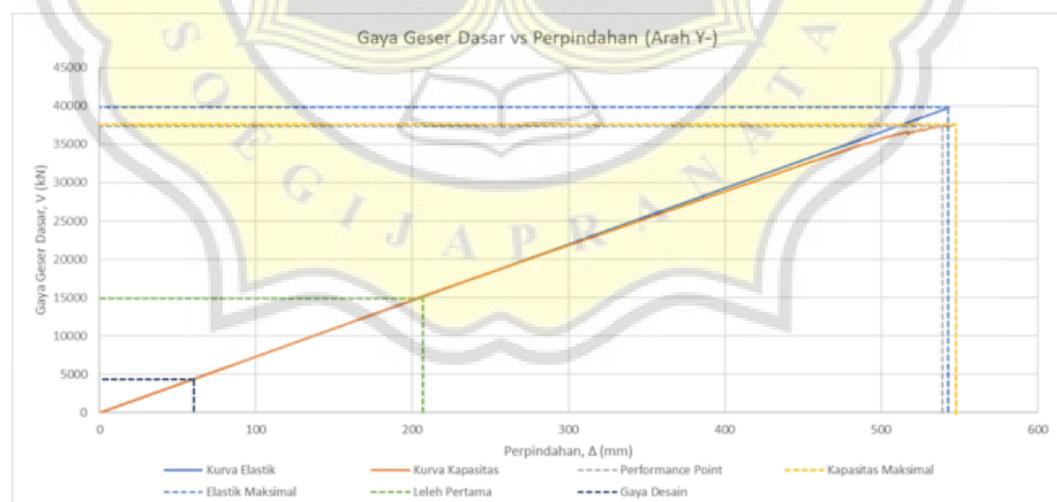
Evaluasi Kekuatan Gedung 11 Lantai Berdasarkan SNI 1726:2019 dan Analisis Kinerja Berdasarkan ASCE 41-17
(Studi Kasus Proyek X di Kota Semarang)



Gambar 4.28 *Hinge Status* Akibat *Pushover* Arah X+

e. Kinerja global struktur akibat *pushover* arah Y negatif

Kurva kapasitas dan kurva elastik yang diperoleh dari analisis akibat beban *pushover* pada arah Y negatif kemudian disusun untuk dapat menentukan faktor R , C_d , Ω_0 aktual seperti diperlihatkan pada Gambar 4.29.



Gambar 4.29 Kurva Kapasitas dan Kurva Elastik *Pushover* Arah Y-

Dapat diketahui masing-masing titik yang menyusun kurva kapasitas dan kurva elastik adalah berdasarkan analisis yang dirangkum dan diperlihatkan pada Tabel 4.40.

Tabel 4.40 Perpindahan vs Gaya Geser Dasar Akibat *Pushover* Y Arah Negatif

Titik	V (kN)	Δ (mm)
Kapasitas Maksimal	37.609,2614	546,958
<i>Performance Point</i>	37.451,1712	538,575
Leleh Pertama	15.093,9368	206,047
Gaya Desain	4.288,0647	58,5364
Elastik Maksimal	39.750,3874	542,6325

Nilai tersebut selanjutnya digunakan untuk melakukan evaluasi dengan metode *Equal Displacement* dengan Persamaan 2.1 sampai Persamaan 2.3 dan untuk melakukan evaluasi dengan metode *Equal Energy* dengan Persamaan 2.4 sampai Persamaan 2.6. Adapun hasil perhitungan dirangkum dan diperlihatkan pada Tabel 4.41.

Tabel 4.41 Evaluasi *Equal Displacement* dan Evaluasi *Equal Energy Pushover* Arah Y-

Evaluasi <i>Equal Displacement</i>		
R_{aktual}	2,6335	< R_{desain} (OK)
C_d	2,6335	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	2,4917	> $\Omega_{0,desain}$ (Not OK)
Evaluasi <i>Equal Energy</i>		
V_y/V_d	3,5200	> Nilai R (OK)
C_d	2,6138	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	2,48121	< $\Omega_{0,desain}$ (OK)

Untuk menentukan level kinerja struktur selanjutnya dilakukan perhitungan rasio *displacement* sebagai berikut.

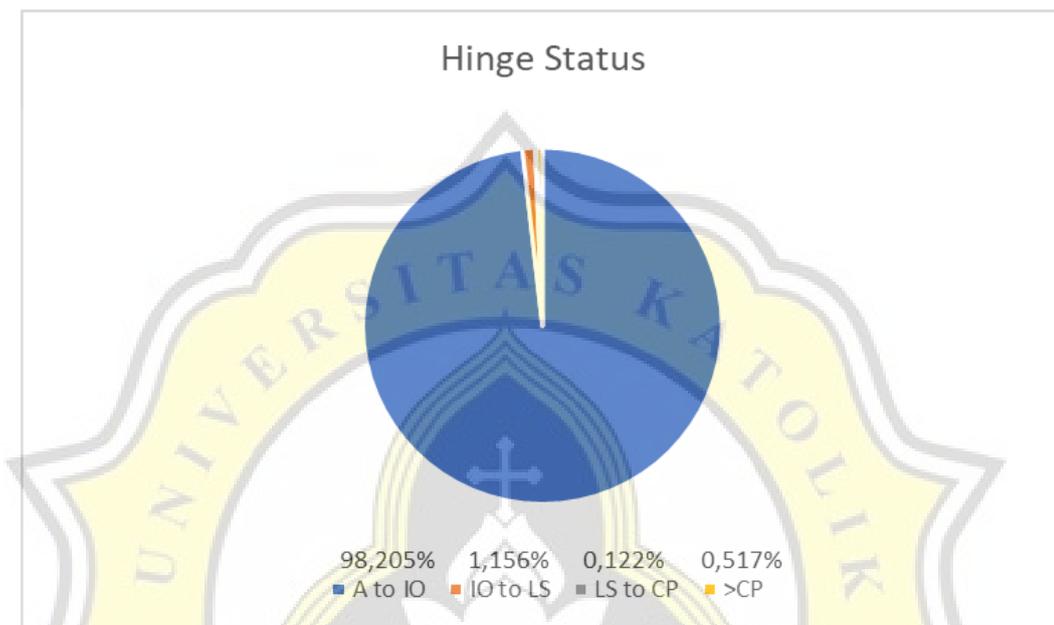
$$\begin{aligned}
 \text{Rasio } displacement &= \frac{\text{roof displacement}}{\text{tinggi bangunan}} \\
 &= \frac{538,575 \text{ mm}}{38.500 \text{ mm}} \\
 &= 1,40\%
 \end{aligned}$$

Dengan demikian dapat diketahui bahwa bangunan yang ditinjau dengan beban *Pushover* pada arah Y- berada pada level *damage control*. Adapun batas level kinerja untuk kategori risiko bangunan II dan jika ditinjau dengan BSE-2N adalah pada batas *collapse prevention*. Sehingga dapat diketahui bahwa bangunan telah memenuhi persyaratan target kinerja.



f. Kinerja elemen akibat *pushover* arah Y negatif

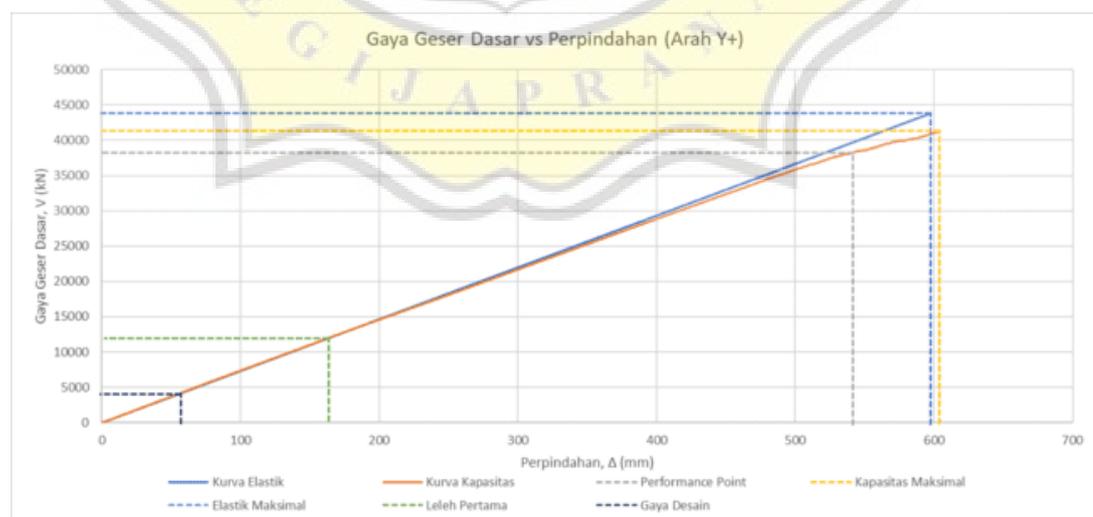
Ketika bangunan ditinjau pada level elemen dapat diketahui terdapat 0,517% dari seluruh sendi plastis yang terbentuk akibat beban *Pushover* arah Y negatif yang melebihi kinerja *collapse prevention* seperti diperlihatkan pada Gambar 4.30.



Gambar 4.30 *Hinge Status* Akibat *Pushover* Arah Y-

g. Kinerja global struktur akibat *pushover* arah Y positif

Selanjutnya disusunlah kurva kapasitas dan kurva elastik untuk menentukan faktor R , C_d , Ω_0 aktual seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.31.



Gambar 4.31 Kurva Kapasitas dan Kurva Elastik *Pushover* Arah Y+



Setelah diketahui kurva kapasitas selanjutnya dilakukan analisis untuk menentukan titik-titik seperti pada Gambar 4.31 yang dirangkum dan dapat dilihat pada Tabel 4.42.

Tabel 4.42 Perpindahan vs Gaya Geser Dasar Akibat *Pushover* Y Arah Positif

Titik	V (kN)	Δ (mm)
Kapasitas Maksimal	41.245,9583	603,491
<i>Performance Point</i>	38.229,8187	541,644
Leleh Pertama	12.006,6999	163,903
Gaya Desain	4.288,0647	58,5364
Elastik Maksimal	43.708,1619	596,6601

Nilai dari titik-titik yang telah dianalisis sebelumnya digunakan untuk melakukan evaluasi dengan metode *Equal Displacement* menggunakan Persamaan 2.1 sampai Persamaan 2.3 dan evaluasi dengan metode *Equal Energy* menggunakan Persamaan 2.4 sampai Persamaan 2.6. Adapun hasil perhitungan dirangkum dan diperlihatkan pada Tabel 4.43.

Tabel 4.43 Evaluasi *Equal Displacement* dan Evaluasi *Equal Energy Pushover* Arah Y+

Evaluasi <i>Equal Displacement</i>		
R_{aktual}	3,6403	< R_{desain} (OK)
C_d	3,6403	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	3,4352	> $\Omega_{0,desain}$ (Not OK)
Evaluasi <i>Equal Energy</i>		
V_y/V_d	2,8000	> Nilai R (OK)
C_d	3,3047	< $C_{d,desain}$ (OK)
Ω_0	3,1840	< $\Omega_{0,desain}$ (OK)

Level kinerja bangunan dapat ditentukan berdasarkan rasio *displacement* hasil analisis *Pushover* arah arah Y positif yang dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio } displacement &= \frac{\text{roof displacement}}{\text{tinggi bangunan}} \\
 &= \frac{541,644 \text{ mm}}{38.500 \text{ mm}} \\
 &= 1,41\%
 \end{aligned}$$

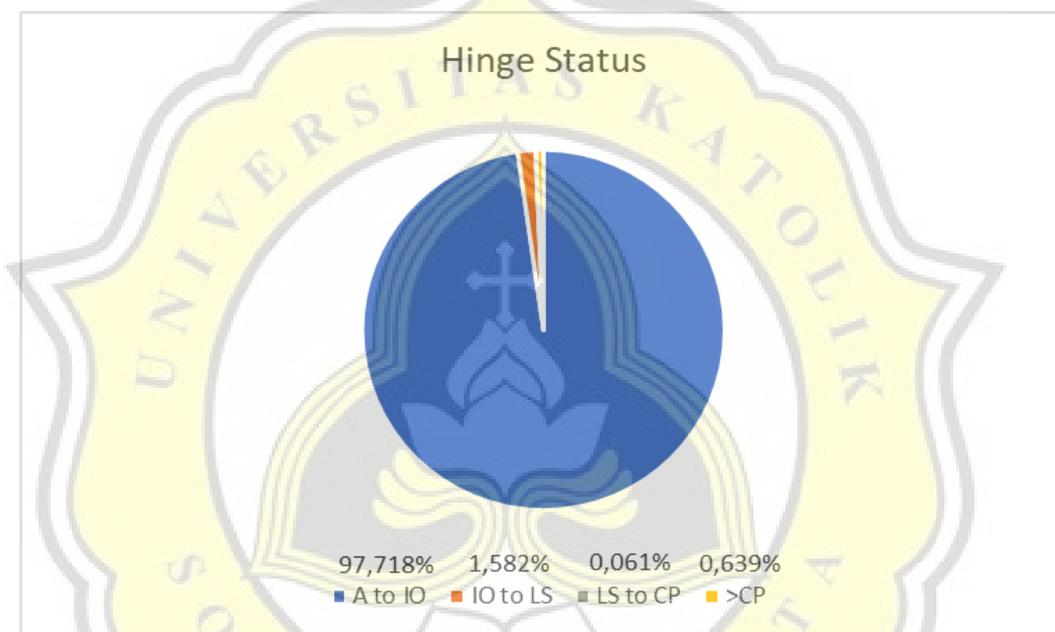
Berdasarkan perhitungan tersebut diketahui rasio *displacement* adalah sebesar 1,41% sehingga bangunan berada pada level *damage control*. Dengan demikian



bangunan ketika ditinjau dengan beban *Pushover* pada arah Y positif memiliki kinerja yang memenuhi batas yaitu level *collapse prevention*.

h. Kinerja elemen akibat *pushover* arah Y negatif

Seperti diperlihatkan pada Gambar 4.32 dapat diketahui terdapat 0,639% sendi plastis yang melebihi level kinerja *collapse prevention*. Adapun secara keseluruhan dapat diketahui bahwa hampir seluruh elemen masih berada pada level kinerja yang dipersyaratkan dalam ASCE 41-17.



Gambar 4.32 *Hinge Status* Akibat *Pushover* Arah Y+

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan maka dapat diketahui bahwa dengan seluruh arah beban *Pushover*, level kinerja bangunan secara global masih memenuhi persyaratan. Level kinerja bangunan seluruhnya pada level *damage control* sedangkan target level kinerja adalah pada level *collapse prevention*. Begitu pula dengan sendi plastis yang terbentuk secara hampir keseluruhan sendi plastis yang terbentuk masih pada level yang memenuhi persyaratan. Dapat diketahui bahwa dengan seluruh arah beban *Pushover* hanya dibawah 1% saja sendi plastis yang tidak memenuhi persyaratan.