

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG BERTINGKAT TINGGI BERDASARKAN SNI 03-1726-2010

Andru Fajar Febrianto, Krisna Harimurty
Himawan Indarto^{*)}, Sukamta

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Diponegoro
Jl. Prof Soedarto, SH., Tembalang, Semarang. 50239,
Telp.: (024)7474770, Fax.: (024)7460060

ABSTRAK

Perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi berdasarkan SNI 03-1726-2010 pada Laporan Tugas Akhir ini didisain pada zonasi gempa wilayah Kota Semarang menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen dengan konfigurasi keruntuhan struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Metode Sistem Rangka Pemikul Momen, dimana sistem ini pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi dan beban lateral. Pemilihan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) diharapkan struktur gedung bertingkat tinggi dapat berperilaku duktail, karena struktur yang bersifat duktail memiliki kapasitas disipasi energi yang besar dan mempunyai kemampuan daya dukung yang baik di dalam menahan beban gempa. Sistem ini direncanakan menggunakan konsep kolom kuat balok lemah, dimana elemen vertikal dari struktur (kolom) harus dibuat lebih kuat dari elemen horisontal dari struktur (balok), agar sendi plastis terbentuk terlebih dahulu pada bagian balok. Join-join pada hubungan balok-kolom juga harus didisain dengan baik agar tidak terjadi keruntuhan terlebih dahulu. Sistem ini dapat digunakan untuk perencanaan suatu gedung bertingkat tinggi pada daerah zonasi gempa yang telah ditentukan.

Hasil analisis struktur gedung bertingkat tinggi berdasarkan SNI 03-1726-2010 dengan menggunakan program SAP2000 v10 digunakan untuk mengetahui perioda fundamental struktur dan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur tersebut. Pada konfigurasi keruntuhan struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) perioda fundamental struktur harus dibatasi agar struktur tidak terlalu fleksibel. Hasil gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur digunakan untuk perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi tersebut.

Kata kunci: SNI 03-1726-2010, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), kolom kuat balok lemah, hubungan balok-kolom, perioda fundamental struktur.

ABSTRACT

Structure design of a high rise building using SNI 03-1726-2010 on this final report are designed to seismic zoning area of Semarang city using the Moment Resisting Frame System method with configuration structure collapse the Special Moment Resisting Frame System (SRPMK). The Moment Resisting Frame System method, where the system basically has the burden resisting space frame gravity and lateral loads. The Special Moment Resisting Frame System (SRPMK) election expected to be a high rise building structure behave ductile, because structure is ductile energy dissipation capacity were large and has a good carrying capacity in the resist earthquake loads. This system is planned to use the concept of strong column weak beam, where the vertical elements of the structure (column) should be stronger than the horizontal elements of the structure (beam), to be plastically formed joints first on the beam. The joints meeting of the beam-column

^{*)} Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

should also be well designed to avoid collapse first. This system can be used for planning a high rise building in an earthquake zone areas that have been determined.

The analysis output structure of a high rise building using SNI 03-1726-2010 applied SAP2000 v10 software to determine the fundamental period of the structure and the forces acting on the structure. In the configuration of the structure collapse the Special Moment Resisting Frame System (SRPMK) fundamental structural period must be limited so that the structure is not very flexible. Results in the forces acting on the structure is used to design the structure of high story building.

Key words: *SNI 03-1726-2010, the Special Moment Resisting Frame System (SRPMK), strong column weak beam, the joints meeting of the beam-column, fundamental structural period.*

1. PENDAHULUAN

Perkembangan teknologi konstruksi, terutama struktur gedung bertingkat tinggi disebabkan karena ketersediaan lahan yang tidak sebanding dengan kebutuhan ruang yang semakin meningkat. Perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi pada Laporan Tugas Akhir ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen, dimana sistem ini pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi dan beban lateral. Struktur gedung direncanakan memiliki delapan lantai dengan menggunakan konsep disain kapasitas (*capacity design*) berdasarkan pedoman Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 03-1726-2010.

2. PERMASALAHAN

Semakin tinggi suatu struktur gedung, aksi gaya lateral dan atau beban gempa menjadi semakin berpengaruh, sehingga deformasi lateral dari struktur tersebut akan menjadi semakin besar. Oleh karena itu pertimbangan kekakuan dan kekuatan struktur sangat menentukan dalam perencanaan dan perhitungan disain suatu struktur gedung bertingkat tinggi. Kekuatan struktur gedung sangat terkait dengan keamanan dan ketahanan struktur dalam menahan atau menampung beban yang bekerja pada struktur tersebut. Derajat kekakuan struktur sangat bergantung pada jenis sistem struktur yang dipilih dan efisiensi dari suatu sistem struktur yang direncanakan akan sangat bergantung pada jenis bahan yang akan digunakan. Sistem struktur yang dipilih harus menghasilkan kekakuan maksimum, tapi dengan massa bangunan yang seminimal mungkin. Dengan demikian akan dihasilkan sistem struktur yang ringan namun kuat dalam menahan gaya-gaya lateral yang bekerja pada struktur gedung bertingkat tinggi terutama gaya lateral akibat gempa.

Gempa yang bersifat *unpredictable accident* menjadi faktor penting yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi. Karena kurangnya pemahaman akan peraturan gempa yang baru, yaitu SNI 03-1726-2010 membuat penulis merasa perlu mensosialisasikan peraturan baru tersebut agar pelaku di bidang konstruksi gedung lebih familiar dan mampu menerapkan peraturan baru tersebut.

Ruang lingkup perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi ditinjau dari segi teknis adalah disain struktur gedung bertingkat tinggi direncanakan diaplikasikan di zonasi gempa wilayah Kota Semarang, perencanaan dan perhitungan struktur primer, yaitu: balok induk dan kolom, perencanaan dan perhitungan struktur sekunder, yaitu: tangga, balok tangga, pelat lantai, dan balok anak, perencanaan struktur menggunakan program SAP2000 v10, perencanaan tidak meninjau metode pelaksanaan konstruksi dan spesifikasi teknis, dan perencanaan tidak memperhitungkan sistem utilitas gedung, perencanaan saluran air bersih dan kotor, instalasi atau jaringan listrik, *finishing*, dan lain-lain.

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

3. TINJAUAN PUSTAKA

Indonesia merupakan salah satu negara yang rawan terjadi gempa, kondisi ini memberikan pengaruh besar terhadap setiap proses perencanaan suatu struktur gedung. Berdasarkan hal tersebut, Indonesia mengadopsi filosofi perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi tahan gempa yang digunakan oleh hampir seluruh negara di dunia, yaitu:

- 1) Pada gempa kecil bangunan gedung tidak boleh mengalami kerusakan
- 2) Pada gempa menengah komponen struktural bangunan gedung tidak boleh rusak, namun komponen non struktural diijinkan mengalami kerusakan
- 3) Pada gempa kuat komponen struktural bangunan gedung boleh mengalami kerusakan, namun bangunan tidak boleh mengalami keruntuhan.

Pada perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi akan didisain menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen dengan konfigurasi keruntuhan struktur Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Dengan sistem ini diharapkan struktur gedung dapat berperilaku duktail, karena struktur yang bersifat duktail memiliki kapasitas disipasi energi yang besar dan mempunyai kemampuan daya dukung yang baik di dalam menahan beban gempa dan direncanakan menggunakan konsep *strong column-weak beam*, dimana kolom harus dibuat lebih kuat dari balok, agar sendi plastis terbentuk terlebih dahulu pada balok ketika struktur gedung memikul pengaruh gempa rencana. Disamping itu *joint-joint* pada pertemuan kolom dan balok harus didisain agar tidak terjadi keruntuhan terlebih dahulu. Oleh karena itu kolom didisain 20% lebih kuat dari balok pada suatu hubungan balok-kolom (HBK).

3.1. Pembebanan Struktur

Mengacu pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983), dimana jenis pembebanan yang dipakai dalam perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi adalah sebagai berikut:

- 1) Beban statis
 - a) Beban mati (PPIUG 1983 Bab 2 Tabel 2.1)
 - b) Beban hidup (PPIUG 1983 Bab 3 Tabel 3.1).
- 2) Beban dinamik
 - a) Beban gempa (PPIUG 1983 Bab-5).

Struktur bangunan gedung selama umur rencana yang direncanakan (umur rencana bangunan gedung di Indonesia rata-rata 50 tahun) harus diperhitungkan terhadap beberapa kemungkinan kombinasi pembebanan atau *load combination* yang terjadi. Pada peraturan SNI 03-1726-2010 disebutkan perencanaan struktur bangunan gedung dan struktur lainnya dirancang menggunakan kombinasi pembebanan yang harus diperhitungkan berdasarkan Pasal 4.2.2 adalah kombinasi beban untuk metoda ultimit, yaitu:

- 1) $1,4D_L$
- 2) $1,2D_L + 1,6L_L$
- 3) $1,32D_D + 0,5D_L \pm 1,3E_X \pm 0,39E_Y$
- 4) $1,32D_D + 0,5D_L \pm 0,39E_X \pm 1,3E_Y$
- 5) $0,78D_D \pm 1,3E_X \pm 0,39E_Y$
- 6) $0,78D_D \pm 0,39E_X \pm 1,3E_Y$.

4. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1. Perhitungan Beban Gempa

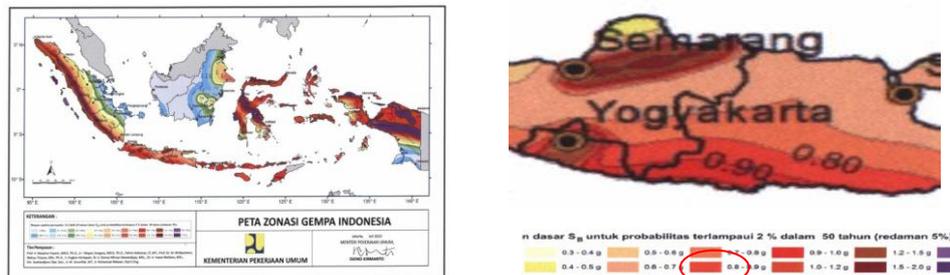
Perhitungan analisis struktur gedung terhadap beban gempa mengacu pada SNI 03-1726-2010, dimana analisis struktur gedung bertingkat tinggi dilakukan dengan Metode Analisis Dinamik Spektrum Respons sebagai berikut:

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

- 1) Lokasi Bangunan : Semarang, Jawa Tengah
- 2) Jenis Tanah : Tanah Lunak (Kelas Situs SE) KDS-D
- 3) Analisis Gempa : Analisis Superposisi Ragam (CQC)
- 4) Kategori Risiko : III (Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat)
- 5) Faktor Keutamaan (I_e) : 1,25
- 6) Koef. Respons (R) : 8 (Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus).

Menentukan respons spektrum disain berdasarkan SNI 03-1726-2010 sesuai pada Gambar 4.1. dan Gambar 4.2. adalah sebagai berikut:

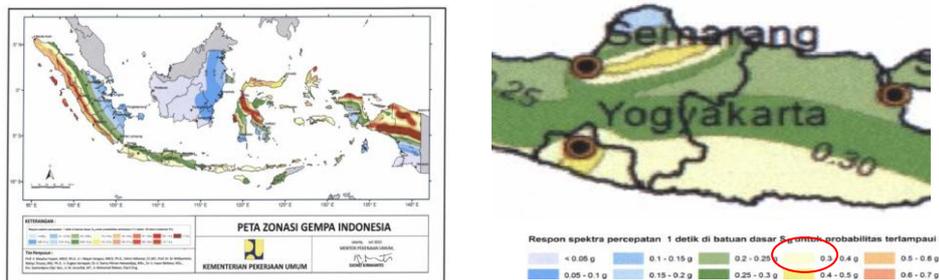
- 1) Menentukan nilai:
 - a) Spektral percepatan- S_S



Gambar 4.1. Respons Spektra Percepatan pada 0,20 detik, 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) - S_S

Dari peta pada Gambar 4.36, wilayah Kota Semarang memiliki nilai $S_S = 0,85$ g.

- b) Spektral percepatan- S_1



Gambar 4.2. Respons Spektra Percepatan pada 1,0 detik, 2% dalam 50 tahun (redaman 5%) - S_1

Dari peta pada Gambar 4.37, wilayah Kota Semarang memiliki nilai $S_1 = 0,30$ g.

- 2) Menentukan koefisien situs
Nilai rata-rata N adalah 10,61 termasuk kelas situs SE (Tanah lunak).
- 3) Menentukan nilai koefisien situs F_a dan F_v adalah:
Maka untuk $S_S = 0,85$ g dan $S_1 = 0,30$ g didapat nilai $F_a = 1,08$ dan nilai $F_v = 2,8$.
- 4) Menentukan spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) adalah:

$$S_{MS} = F_a \times S_S = 1,08 \times 0,85 = 0,918$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2,8 \times 0,3 = 0,84$$

- 5) Menentukan spektral respons percepatan S_{DS} dan S_{D1} adalah:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} 0,918 = 0,612 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} 0,84 = 0,56 \text{ g}$$

6) Menghitung parameter spektrum respons disain

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,56}{0,612} = 0,183$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} = \frac{0,56}{0,612} = 0,915$$

a) Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan disain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 0,612 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,183} \right) = 0,2448g$$

b) Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan disain, S_a , sama dengan S_{DS}

$$S_a = S_{DS} = 0,612g$$

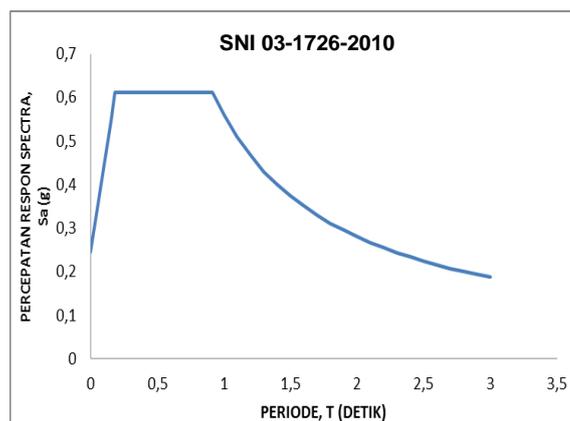
c) Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan disain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T}$$

Tabel 4.1. Nilai Spektrum Respons Percepatan Disain, S_a
Berdasarkan SNI 03-1726-2010

Perioda Getar T (detik)	Spektrum Respons Percepatan Disain (S_a)
0,00	0.2448
0,183	0.612
0,915	0.612
1	0.560
1,4	0.400
1,8	0.311
2,2	0.255
2.6	0.215
3	0.187

Hasil grafik spektrum respons percepatan disain adalah seperti Gambar 4.3.:



Gambar 4.3. Grafik Nilai Spektrum Respons Percepatan Disain Berdasarkan SNI 03-1726-2010

7) Berat seismik efektif, Pusat Massa, dan Pusat Kekakuan

Hasil perhitungan berat seismik total bangunan didapat nilai $W = 6817,255$ Ton dan berdasarkan SNI 03-1726-2010 Pasal 7.9.1, jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam harus mencakup partisipasi massa sekurang-kurangnya

90%. Analisis dinamik yang dilakukan digunakan 8 pola ragam getar dengan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dan dari hasil perhitungan terlihat bahwa 90% massa sudah terpenuhi dalam 3 mode pertama untuk arah-x (Sum U_x -3) dan 3 mode pertama untuk arah-y (Sum U_y -3) dengan mode yang ke-8 dapat dilihat bahwa persentase massa mencapai 93,7125 %.

8) Periode fundamental pendekatan

Hasil dari ketiga kondisi analisis perhitungan waktu getar alami fundamental dapat ditabelkan pada Tabel 4.2. sebagai berikut:

Tabel 4.2. Perbandingan Waktu Getar Alami Fundamental pada 3 Kondisi

	ASCE	Analisis SAP2000 v10	
		kondisi <i>crack</i>	kondisi <i>uncrack</i>
T_{1x}	1,498	1,987862	1,61718
T_{1y}	0,930	1,837138	1,52429

Batas waktu getar maksimum tidak boleh lebih kecil dari hasil analisis SAP2000 v10 kondisi *uncrack*, sehingga digunakan: $T_{1x} = 1,61718$ detik dan $T_{2y} = 1,52429$ detik.

9) Geser dasar seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2010 Pasal 7.9.4.1, nilai gaya geser dasar hasil analisis struktur gedung bertingkat tinggi terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama, dimana dalam hal ini gaya geser dasar nominal adalah 0,85 kali gaya geser dasar ragam pertama.

Hasil perbandingan gaya geser dasar statik ekuivalen dan dinamik pada Tabel 4.3 adalah:

Tabel 4.3. Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik Ekuivalen dan Dinamik

	Statik Ekuivalen (0,85V)	Dinamik
V_x	2781,912	3899,79
V_y	2936,462	4134,03

Karena gaya geser dasar statik ekuivalen lebih kecil dari pada gaya geser dasar dinamik, maka tidak diperlukan faktor skala.

10) Persyaratan simpangan antar lantai

Berdasarkan SNI 03-1726-2010 Pasal 7.12.1 Syarat kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung pada kondisi III tidak boleh melampaui $0,015h_{sx}$ (tinggi tingkat di bawah tingkat yang bersangkutan), yaitu: $\Delta_i < 0,015 \times h_{sx}$.

Dari analisis menggunakan program SAP2000 v10 didapatkan nilai simpangan antar tingkat atau nilai Story Drift (Δ) terbesar = 48,080 mm $\leq \Delta_i = 0,015 \times 4000 = 60$ mm.

4.2. Perencanaan Balok Induk

Perencanaan balok induk (BI) menurut Vis dan Gideon (1997), dimensi tinggi balok induk diperkirakan $h = (1/10 - 1/15) L$ dan perkiraan lebar balok induk $b = (1/2 - 2/3) h$. Direncanakan dimensi balok induk yang ditinjau pada balok induk G1 denah lantai 1 dengan ukuran panjang (L) adalah 7200 mm, lebar balok induk (b) adalah 400 mm, panjang balok induk (h) adalah 600 mm, diameter tulangan (D) adalah 22 mm, tebal selimut (p) adalah 40 mm, diameter tulangan sengkang ($D_{sengkang}$) adalah 10 mm, dan diameter tulangan torsi (D_{torsi}) adalah 8 mm.

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

Momen disain dengan cara mengambil nilai momen terbesar dari masing-masing lokasi adalah: Tumpuan A (M_u^- interior) = 381,921 kNm, Tumpuan A (M_u^+ interior) = 233,189 kNm, Tumpuan B (M_u^- eksterior) = 385,008 kNm, Tumpuan B (M_u^+ eksterior) = 230,661 kNm, dan Tengah Bentang $M_u^+ = 80,553$ kNm.

Luas tulangan tarik tidak boleh kurang dari:

$$- A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \times 400 \times 539 = 738,056$$

Dan tidak boleh lebih kecil dari:

$$- A_{s_{\min}} = \frac{1,4}{f_y} b_w d = \frac{1,4}{400} \times 400 \times 539 = 754,60 \text{ (menentukan)}$$

Rasio tulangan harus memenuhi $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$.

Perhitungan Tulangan Longitudinal

1. Pada Tumpuan (Momen negatif terbesar)

Nilai c diperoleh dengan cara *trial end error* menggunakan program Excel 2007 adalah:

Tabel 4.4. Posisi Garis Netral dan Nilai Momen Nominal

c (mm)	ρ	M_n (Nmm)	ϕ	$\phi.M_n$ (Nmm)
89,15	0,0117	501970367	0,8	401576293,6

$$\phi.M_n \geq M_u^- = 401576293,6 \text{ Nmm} \geq 385008000 \text{ Nmm} \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Luas tulangan tarik (} A_s \text{): } A_s = \rho \times b \times d = 0,0117 \times 400 \times 539 = 2522,52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan tarik 7D22 (} A_s = 2659,58 \text{ mm}^2 \text{)} > A_{s-\min} = 754,60 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Luas tulangan tekan (} A_s' \text{): } A_s' = 0,5A_s = 0,5 \times 2659,58 = 1329,79 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan tekan 4D22 (} A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2 \text{)} > A_{s-\min} = 754,60 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Kontrol Kekuatan

a) Kondisi Lentur Negatif

$$\text{Tulangan tarik: 7D22 (} A_s = 2659,58 \text{ mm}^2 \text{) dan tulangan tekan: 4D22 (} A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2 \text{).}$$

$$\text{Hasil perhitungan didapat: } \phi M_n = 421,081 \text{ kNm} \geq M_u = 385,008 \text{ kNm} \quad (\text{Ok})$$

b) Kondisi Lentur Positif

$$\text{Tulangan tarik: 4D22 (} A_s' = 1519,76 \text{ mm}^2 \text{) dan tulangan tekan: 7D22 (} A_s = 2659,58 \text{ mm}^2 \text{).}$$

$$\text{Hasil perhitungan didapat: } \phi M_n = 247,435 \text{ kNm} \geq M_u = 233,189 \text{ kNm} \quad (\text{Ok})$$

2. Pada Lapangan (Momen positif terbesar)

Nilai c diperoleh dengan cara *trial end error* menggunakan program Excel 2007 adalah:

Tabel 4.5. Posisi Garis Netral dan Nilai Momen Nominal

c (mm)	ρ	M_n (Nmm)	ϕ	$\phi.M_n$ (Nmm)
45	0,0036	163567820,7	0,8	100691250

$$\phi.M_n \geq M_u^+ = 100691250 \text{ Nmm} \geq 80553000 \text{ Nmm} \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Luas tulangan tarik (} A_s \text{): } A_s = \rho \times b \times d = 0,0036 \times 400 \times 539 = 776,16 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan tarik 3D22 (} A_s = 1139,82 \text{ mm}^2 \text{)} > A_{s-\min} = 754,60 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Luas tulangan tekan (} A_s' \text{): } A_s' = 0,5A_s = 0,5 \times 1139,82 = 569,91 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan tekan 2D22 (} A_s' = 759,88 \text{ mm}^2 \text{)} > A_{s-\min} = 754,60 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Kontrol Kekuatan

$$\text{Tulangan tarik: 3D22 (} A_s = 1139,82 \text{ mm}^2 \text{) dan tulangan tekan: 2D22 (} A_s' = 759,88 \text{ mm}^2 \text{).}$$

$$\text{Hasil perhitungan didapat: } \phi M_n = 188,854 \text{ kNm} \geq M_u = 80,553 \text{ kNm} \quad (\text{Ok})$$

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

Perhitungan Tulangan Geser

a) Rangka bergoyang ke kanan

$$V_{\text{sway_kanan}} = \frac{M_{\text{pr1}} + M_{\text{pr2}}}{l_n} = \frac{382,153 + 649,856}{6,4} = 161,251 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri balok = $72,359 - 161,251 = -88,892 \text{ kN}$

Total reaksi geser di ujung kanan balok = $72,359 + 161,251 = 233,61 \text{ kN}$

b) Rangka bergoyang ke kiri

$$V_{\text{sway_kiri}} = \frac{M_{\text{pr2}} + M_{\text{pr1}}}{l_n} = \frac{649,856 + 382,153}{6,4} = 161,251 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri balok = $72,359 + 161,251 = 233,61 \text{ kN}$

Total reaksi geser di ujung kanan balok = $72,359 - 161,251 = -88,892 \text{ kN}$

1. Tulangan geser posisi tumpuan

Gaya geser maksimum $V_u = 233,61 \text{ kN}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{233,61}{0,75} - 0 = 311,480 \text{ kN}$$

$$V_{\text{smaks}} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{2}{3} \sqrt{30} \times 400 \times 539 = 787,259 \text{ kN} \geq 311,480 \text{ kN (Terpenuhi)}$$

$$\text{Jarak tulangan geser: } s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{235,5 \times 400 \times 539}{311480} = 163,008 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan geser tumpuan: 3D10-125 ($A_v = 235,5 \text{ mm}^2$)

2. Tulangan geser posisi lapangan

$$\frac{233,610}{3,6} = \frac{V_{uL}}{1,8} \rightarrow V_{uL} = \frac{233,61 \times 1,8}{3,6} = 116,805 \text{ kN}$$

Gaya geser $V_{uL} = 116,805 \text{ kN}$

$$V_s = \frac{V_{uL}}{\phi} - V_c = \frac{116,805}{0,75} - 0 = 155,74 \text{ kN}$$

$$V_{\text{smaks}} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{2}{3} \sqrt{30} \times 400 \times 539 = 787,259 \text{ kN} \geq 155,74 \text{ kN (Terpenuhi)}$$

$$\text{Jarak tulangan geser: } s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157 \times 400 \times 539}{155740} = 217,344 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan geser lapangan: 2D10-200 ($A_v = 235,5 \text{ mm}^2$).

4.3. Perencanaan Kolom

Perhitungan struktur kolom yang direncanakan pada struktur gedung bertingkat tinggi adalah kolom lantai 2 As X-6 dengan menggunakan analisis komponen struktur yang menerima kombinasi lentur dan beban aksial pada bangunan dengan kategori gedung Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berdasarkan ketentuan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.

Data perencanaan kolom adalah lebar (b) dan panjang (h) kolom adalah 800 mm dengan A_g adalah 640000 mm² dan A_{st} adalah 7598,8 mm. Tebal selimut (p) adalah 40 mm dengan diameter (D) tulangan adalah 22 mm, diameter sengkang (D_{sengkang}) adalah 10 mm, dan diameter *joint* (D_{joint}) adalah 13 mm.

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

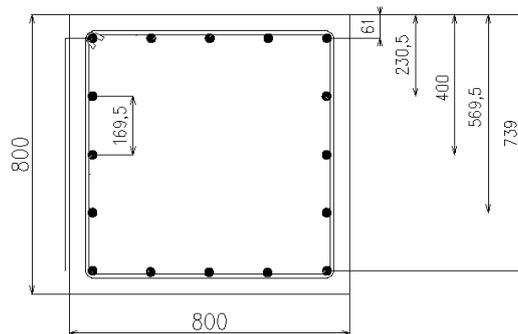
Perhitungan Kebutuhan Tulangan Longitudinal

Rasio tulangan yang terpasang pada kolom harus terletak antara $0,01 < \rho_g < 0,06$. Berdasarkan hal tersebut, asumsi awal perencanaan tulangan kolom digunakan $\rho = 1\%$ dengan D22 ($A_s = 379,94 \text{ mm}^2$). Maka $A_{st} = \rho_g \times b \times d = 0,01 \times 800 \times 739 = 5912 \text{ mm}^2$ dan

$$\text{kebutuhan tulangan adalah } n = \frac{A_{st}}{A_s} = \frac{5912}{379,94} = 15,56 \sim 16.$$

Pada kolom direncanakan dipasang tulangan 16D22 ($A_s = 6079,04 \text{ mm}^2$) dengan konfigurasi penulangan adalah $\rho_g = \frac{A_{st}}{b \times h} = \frac{6079,04}{800 \times 739} = 0,0103$.

Perhitungan Kapasitas Kolom



Gambar 4.4. Penampang Kolom (K1-800 x 800)

Hasil rekapitulasi analisis perhitungan kapasitas kolom adalah:

Tabel 4.6. Rekapitulasi Analisis Kolom

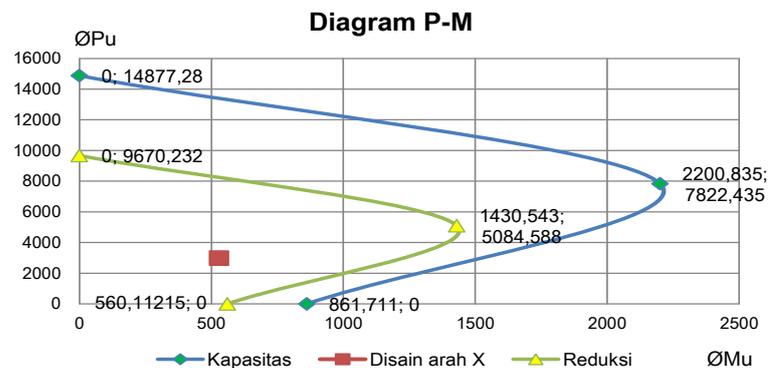
Kondisi	$\phi = 1$		$\phi = 0,65$	
	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n
	(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)
Lentur Murni	0,00	861,711	0,00	560,151
Seimbang (<i>Balance</i>)	7822,435	2200,835	5084,583	1430,543
P_n maks	14877,28	0,00	9670,232	0,00

Berdasarkan hasil dari analisis struktur untuk kolom yang ditinjau diperoleh gaya-gaya dalam sebesar:

$$P_u = 2990,052 \text{ kN}$$

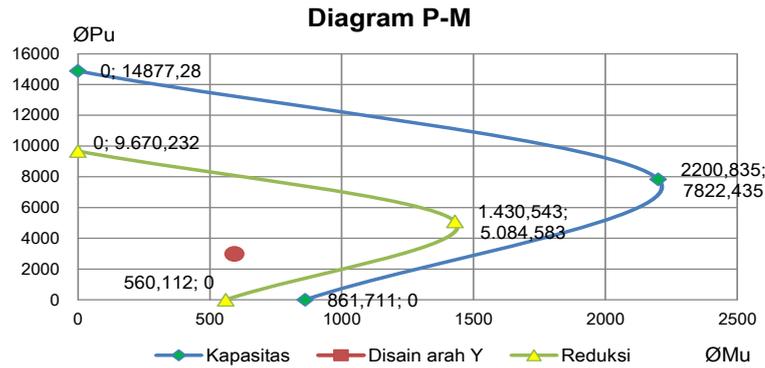
$$M_{ux} = 528,935 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 593,202 \text{ kNm}$$



Gambar 4.5. Diagram Interaksi P-M Lentur Arah-x pada Kolom K1-800 x 800

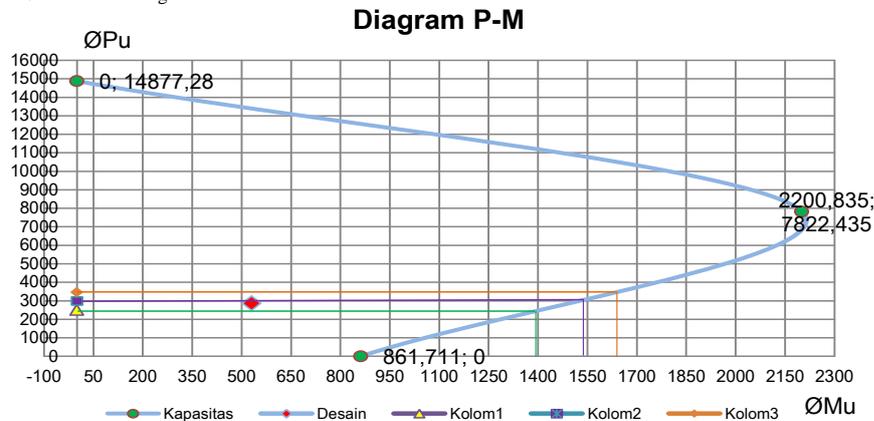
*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com



Gambar 4.6. Diagram Interaksi P-M Lentur Arah-y pada Kolom K1-800 x 800

Kuat Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.2.2 diterangkan bahwa kuat kolom ϕM_n harus memenuhi $\Sigma M_e \geq 1,2 \Sigma M_g$.



Gambar 4.7. Diagram Interaksi P-M pada Kolom yang Ditinjau

Dari diagram pada Gambar 4.7. dapat ditentukan:

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2 \times (382,153 + 649,856) = 1238,410 \text{ kNm}$$

1) Kolom lantai atas

Gaya aksial terfaktor di kolom atas = 2497,421 kN

Dari diagram interaksi kolom diperoleh M = 1400 kNm

2) Kolom yang di desain

Gaya aksial terfaktor di kolom desain = 2990,052 kN

Dari diagram interaksi kolom diperoleh M = 1535 kNm

$$\Sigma M_{e1} = 1400 + 1535 = 2935 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{e1} = 2935 \text{ kNm} \geq 1,2 \Sigma M_g = 1238,401 \text{ kNm} \text{ (Terpenuhi)}$$

3) Kolom lantai bawah

Gaya aksial terfaktor di kolom bawah = 3459,599 kN

Dari diagram interaksi kolom diperoleh M = 1650 kNm

$$\Sigma M_{e2} = 1535 + 1650 = 3185 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{e2} = 3185 \text{ kNm} \geq 1,2 \Sigma M_g = 1238,401 \text{ kNm} \text{ (Terpenuhi)}$$

Tinjauan Lentur Biaksial Kolom

Perhitungan lentur biaksial menggunakan metode beban berlawanan dari Bresler. Berdasarkan hasil analisis struktur untuk kolom yang ditinjau diperoleh:

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

$$P_u = 2990,052 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 528,935 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 593,202 \text{ kNm}$$

$$e_{\min} = 15 + 0,03h = 15 + 0,03 \times 800 = 39 \text{ mm}$$

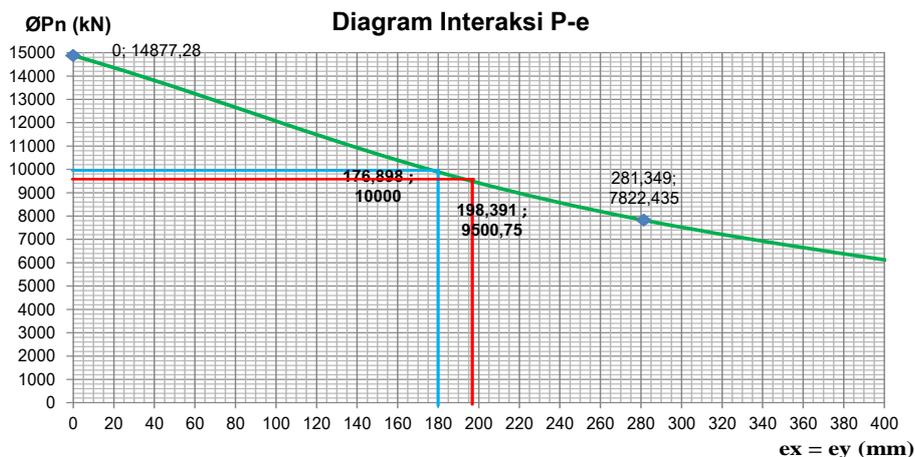
Maka didapatkan nilai:

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{528935}{2990,052} = 176,898 \text{ mm} > e_{\min} \text{ (Ok)}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{593,202}{2990,052} = 198,391 \text{ mm} > e_{\min} \text{ (Ok)}$$

Tabel 4.7. Hubungan P-e

Keterangan	ØP	ØM
	(kN)	(kNm)
Aksial Maksimum	14877,28	0,00
Seimbang (<i>Balance</i>)	7822,435	2200,835
Keruntuhan Tarik	1807,511	1408,607



Gambar 4.8. Diagram Interaksi P-e pada Kolom K1-800 x 800

Dari grafik Gambar 4.8. didapatkan: $P_o = 14877,28 \text{ kN}$

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{9500,75} + \frac{1}{10000} - \frac{1}{14877,28}$$

$$P_{ni} = 1/0,000198 = 5038,024 \text{ kN}$$

Dari hasil yang didapatkan, berarti penampang cukup karena kemampuan penampang P_{ni} lebih besar dari pada gaya yang bekerja pada penampang, yaitu P_u .

Perhitungan Kebutuhan Tulangan Transversal

Nilai momen kapasitas yang bekerja pada balok G1 yang terpasang pada kanan dan kiri dari kolom K1 pada hitungan sebelumnya, maka:

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

$$V_{\text{sway}} = \frac{(382,153 + 649,856) \times 0,5 + (382,153 + 649,856) \times 0,5}{3,4} = 303,832 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{303,832}{0,75} = 404,709 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2990052}{14 \times 800 \times 800} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 800 \times 739 = 719789,634 \sim 719,789 \text{ kN}$$

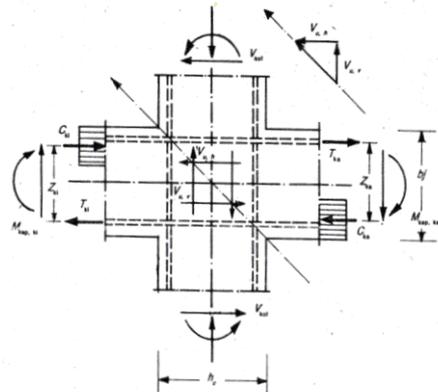
$$\frac{1}{2} V_c = \frac{1}{2} \times 719,789 = 359,895 \text{ kN}$$

Didapat $0,5V_c \leq V_n \leq V_c$, sehingga digunakan tulangan geser minimum.

Pada bentang l_o direncanakan menggunakan tulangan 4D13-150, sedangkan di luar bentang l_o direncanakan menggunakan tulangan 4D13-100 dengan l_o adalah 800 mm.

4.4. Perencanaan Hubungan Balok Kolom

Hubungan balok-kolom (HBK) atau *beam column joint* mempunyai peranan yang sangat penting dalam perencanaan suatu struktur gedung bertingkat tinggi dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Perencanaan penulungan dan hubungan balok-kolom struktur gedung bertingkat tinggi pada As X6-Y4 dan As X7-Y4 denah lantai 2 dengan tinjauan hubungan balok-kolom di tengah portal.



Gambar 4.9. Gaya-gaya yang Bekerja pada Hubungan Balok-Kolom di Tengah Portal

Pada Gambar 4.9. terlihat gaya-gaya yang bekerja pada hubungan balok dan kolom dimana gaya tersebut bekerja akibat pengaruh dari balok dan kolom secara bersamaan. Gaya yang dihasilkan dapat digunakan untuk merencanakan tulangan pengekang.

a) Kondisi 1 (Bagian kiri)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai gaya-gaya yang bekerja pada balok dalam kondisi plastis berdasarkan tulangan tarik yang terpasang 4D22 seperti berikut:
 $T_s = T_{s1} = 759,880 \text{ kN}$, $C_c = 591,329 \text{ kN}$, dan $C_s = 168,551 \text{ kN}$

b) Kondisi 2 (Bagian kanan)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapatkan nilai gaya-gaya yang bekerja pada balok dalam kondisi plastis berdasarkan tulangan tarik yang terpasang 7D22 seperti berikut:
 $T_s = T_{s2} = 1329,790 \text{ kN}$, $C_c = 934,171 \text{ kN}$, dan $C_s = 395,619 \text{ kN}$

Nilai tegangan geser (V_e) yang bekerja pada kolom adalah:

$$M_{pr1} = 382,153 \text{ kNm}$$

$$M_{pr2} = 649,846 \text{ kNm}$$

Kekakuan kolom atas dan kekakuan kolom pada *joint* memiliki nilai yang sama, sehingga $DF = 0,5$ untuk setiap kolom.

$$V_{\text{sway}} = \frac{(382,153 + 649,846) \times 0,5 + (382,153 + 649,846) \times 0,5}{3,4} = 303,529 \text{ kN}$$

$$V_e = V_{\text{sway}} = 303,529 \text{ kN}$$

Sehingga gaya-gaya geser yang bekerja pada *joint* adalah:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_e$$

$$V_u = 759,880 + 1329,790 - 303,529 = 1789,141 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{1789,141}{0,8} = 2236,426 \text{ kN}$$

Batas ijin tegangan geser hubungan balok-kolom yang terkekang keempat sisinya adalah:

$$A_j = b_w \times h = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 1,7\sqrt{f'_c} \times A_j = 1,7\sqrt{30} \times 640000 = 5959221,426 \text{ N} \sim 5959,221 \text{ kN}$$

Didapat $V_n = 2236,426 \text{ kN} < 1,7\sqrt{f'_c} \times A_j = 5959,221 \text{ kN}$, maka syarat terpenuhi.

Kebutuhan Tulangan Transversal

1. Tulangan geser horisontal (arah-x)

$$N_u = 3459,599 \text{ kN}$$

$$V_{nh} = 2236,426 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{3459599}{14 \times 800 \times 800}\right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 800 \times 739 = 748071,943 \text{ N} \sim 748,072 \text{ kN}$$

Didapat $V_{nh} = 2236,426 \text{ kN} > V_c = 748,072 \text{ kN}$, maka digunakan pengekang tertutup.

$$V_s = V_{nh} - V_c = 2236426 - 748071,943 = 1488354,057 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{1488354,057}{400 \times 739} = 5,035 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5.2.2, dari hasil perhitungan sebelumnya didapat:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,772 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} < \frac{A_v}{s}, \text{ maka digunakan } \frac{A_v}{s}$$

Sehingga:

$$0,5 \times \frac{A_v}{s} = 0,5 \times 5,035 = 2,518 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh} = 2,518 \times 150 = 377,627 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4 leg D13-150 ($A_s = 530,66 \text{ mm}^2$).

2. Tulangan geser vertikal (arah-y)

$$N_u = 3459,599 \text{ kN}$$

Dengan menggunakan perbandingan gaya terhadap jarak, maka didapat:

$$V_{nh} \cdot b_j = V_{nv} \cdot h_i$$

$$V_{nv} = \frac{V_{nh} \cdot b_j}{h_i} = \frac{2236,426 \times 0,35}{0,35} = 2236,426 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{3459,599}{14 \times 800 \times 800}\right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right) \times 800 \times 739 = 748071,943 \text{ N} \sim 748,072 \text{ kN}$$

Didapat $V_{nh} = 2236,426 \text{ kN} > V_c = 748,072 \text{ kN}$, maka digunakan pengekang tertutup.

$$V_s = V_{nh} - V_c = 2236,426 - 748,072 = 1488,354 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{1488354,05}{400 \times 739} = 5,035 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.5.2.2 dari hasil perhitungan sebelumnya didapat:

$$\frac{A_{sh}}{s} = 4,772 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} < \frac{A_v}{s}, \text{ maka digunakan } \frac{A_v}{s}$$

Sehingga:

$$0,5 \times \frac{A_v}{s} = 0,5 \times 5,035 = 2,518 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh} = 2,518 \times 150 = 377,627 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4 leg D13-150 ($A_s = 530,66 \text{ mm}^2$).

4.5. Perencanaan Pondasi

1. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal

a) Daya dukung tiang berdasarkan kekuatan bahan (Spesifikasi teknis produk tiang pancang dari PT. Wijaya Karya Beton)

$$Q_{ult} = A \times f'_c + A_s \times f_y = 1159,24 \times 425 + 0,25 \times \pi \times 1,9^2 \times 4000 = 504,012 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} = Q_{ult} / SF = 504,012 / 2 = 252,006 \text{ Ton.}$$

b) Daya dukung tiang berdasarkan hasil bor log (N-SPT)

$$Q_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,5 \times \dot{N} \times A_p = 40 \times 48,82 \times 0,196 + 0,5 \times 10,61 \times 15,7 = 466,037 \text{ Ton}$$

$$Q_{all} = Q_{ult} / SF = 466,037 / 2 = 233,019 \text{ Ton.}$$

2. Perhitungan Tiang Pancang dan *Pile Cap*

Pondasi P4 (A_s X-2)

Direncanakan dimensi penampang *pile cap*, yaitu: lebar (b) adalah 2750 mm, panjang (h) adalah 2750 mm, dan tebal (t) adalah 1000 mm.

Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 v10 didapat nilai terbesar gaya-gaya dalam, yaitu: $P_u = 518,934 \text{ ton}$, $M_x = 247,5 \text{ ton.m}$, dan $M_y = 247,5 \text{ ton.m}$. Diperkirakan kebutuhan tiang tanpa efisiensi adalah 4 tiang pancang.

Kontrol Gaya yang Bekerja pada Tiang Pancang

$$\text{Eff} = 1 - \frac{18,435 \left(\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{2 \times 2} \right)}{90} = 0,795$$

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

$$P_{ijin} = P_{all} = \text{Eff} \times Q_{all} = 0,795 \times 233,019 = 185,249 \text{ Ton}$$

$$P_{group} = 4 \times 185,249 = 740,99 \text{ ton} \geq \Sigma P_v = 452,956 \text{ Ton (Aman)}$$

Kontrol Beban Maksimum (P_{maks}) Tiang Pancang

$$P = \frac{P_u}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{b \cdot \Sigma y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{a \cdot \Sigma x^2}$$

$$P_{maks} = 165,459 \text{ Ton}$$

$$P_{min} = 61,019 \text{ Ton}$$

$$\text{Didapat } P_{maks} = 165,459 \text{ Ton} < P_{ijin} = 185,249 \text{ Ton (Aman)}$$

Kontrol Gaya Lateral (Metode Broms)

Momen probable terbesar pada kedua arah lentur:

$$M_{pr} = 1,25 \times M_{yn} = 1,25 \times 165 = 206,25 \text{ Ton.m}$$

Gaya geser pada dasar kolom adalah:

$$V = (2 \times M_{pr}) / l_n = (2 \times 206,25) / 4,4 = 93,75 \text{ Ton}$$

Gaya lateral H_u yang diterima masing-masing tiang (4 tiang pancang) adalah:

$$H_u = V/4 = 93,75/4 = 23,438 \text{ Ton}$$

Gaya lateral izin adalah (dari grafik broms) adalah:

$$\frac{M_u}{c_u b^3} = 19,50$$

$$M_u = 19,50 \times 5,70 \times 0,50^3 = 13,894 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = 13,894 \text{ Ton.m} < M_{ult} = 15,75 \text{ Ton.m (Momen ultimate spesifikasi tiang pancang)}$$

Hasil perhitungan diatas didapat gaya-gaya yang bekerja pada satu tiang pancang, yaitu:

$$P = 165,459 \text{ Ton dan } M_u = 13,894 \text{ Ton.m}$$

Dari grafik kapasitas tiang yang didisain dengan tulangan 6D16 dapat dilihat bahwa gaya yang bekerja pada satu tiang masih dapat diakomodasi dengan $A_s = 1205,76 \text{ mm}^2$.

Cek Geser Pons

Agar tidak terjadi geser pons harus dipenuhi persyaratan: $P_e \leq \phi V_c$

$$V_c = \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} \times b_o \times h = \frac{1}{9} \left(1 + \frac{2}{1} \right) \sqrt{30} \times 6920 \times 930 = 11749744,3 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,55 \times 11749744,3 = 6462359,37 \text{ N}$$

Namun, tidak perlu lebih besar dari:

$$V_c = \frac{2}{9} \sqrt{f'c} \times b_o \times h = \frac{2}{9} \sqrt{30} \times 6920 \times 930 = 7833162,80 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,55 \times 7833162,80 = 4308239,58 \text{ N}$$

$$\text{Dari perhitungan didapat } P_e = 5189340 \text{ N} \leq \phi V_c = 6462359,367 \text{ N (Aman)}$$

Penulangan *pile cap* arah-x dan arah-y digunakan D22-100 mm ($A_s = 8358,68 \text{ mm}^2$).

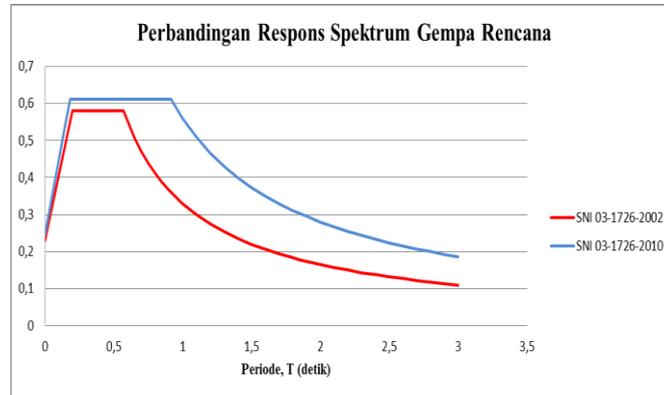
5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Pada Gambar 5.1. terlihat adanya perbedaan hasil respons spektrum gempa rencana antara SNI 03-1726-2010 dengan SNI 03-1726-2002, meskipun ditinjau pada zonasi gempa yang sama. Perbedaan ini disebabkan karena dalam perencanaan terhadap analisis gempa, SNI 03-1726-2002 mengacu pada UBC 1997 yang menggunakan perioda gempa 500 tahun (10% terlampaui dalam 50 tahun umur bangunan), sedangkan SNI 03-1726-2010

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com

memperhitungkan gempa maksimum menggunakan perioda gempa 2500 tahun (2% terlampaui dalam 50 tahun umur bangunan) yang menyebabkan grafik respons spektrum gempa rencana lebih tinggi. Pada perioda yang sama, perbedaan ketinggian respons spektrum gempa rencana sebesar 5,23%.



Gambar 5.1. Perbandingan Hasil Respons Spektrum Gempa Rencana antara SNI 03-1726-2010 dengan SNI 03-1726-2002

Struktur gedung bertingkat tinggi ini didisain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen dengan konfigurasi Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus dan konsep disain kapasitas (*capacity design*), yaitu: kemampuan struktur mendisipasi energi gempa melalui sendi plastis, dimana pada daerah tersebut direncanakan menerima gaya gempa paling besar dan mengalami leleh terlebih dahulu, sehingga didapatkan struktur yang daktail. Struktur yang daktail menyebabkan prosentase penggunaan dimensi menjadi lebih kecil dan menjadi lebih ekonomis.

5.2. Saran

Sebaiknya dalam perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi terhadap tinjauan gempa menggunakan konfigurasi Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus dan konsep disain kapasitas (*capacity design*) dengan pedoman berdasarkan SNI 03-1726-2010, karena pada aturan gempa yang terbaru ini struktur didisain untuk menghindari terjadinya keruntuhan (*collapse*) pada gempa maksimum dibandingkan dengan pedoman SNI 03-1726-2002 yang didisain untuk keselamatan jiwa (*life safety*). Pembatasan waktu getar dilakukan agar pemakaian struktur bangunan gedung tidak terlalu fleksibel, hal ini untuk mencegah pengaruh P-Delta yang berlebihan, mencegah simpangan antar tingkat yang berlebihan pada taraf pembebanan gempa nominal, dan mencegah tahanan (kapasitas) struktur terpasang yang terlalu rendah.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2010. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung* (SNI 03-1726-2010). Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung* (SNI 03-2847-2002). Bandung: BSN.
- Charles G. Salmon. Chu-Kia Wang. 1994. *Disain Beton Bertulang*. Edisi Keempat. Jakarta: Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Bandung: Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.
- Dewobroto, Wiryanto. 2007. *Aplikasi Rekayasa Kontruksi dengan SAP20000*. Jakarta: Penerbit Elex Media Komputindo.

*) Ir. Himawan Indarto, MS., himawan.indarto@gmail.com