

PERHITUNGAN GEDUNG 10 LANTAI DENGAN PERENCANAAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK) DI JALAN SEPAKAT II KOTA PONTIANAK

Budianto¹⁾, Andry Alim Lingga²⁾, Gatot Setya Budi²⁾

Abstrak

Sebagai perencana suatu struktur bangunan haruslah berdasarkan peraturan yang berlaku, seperti SNI-03-2847-2013 yang membahas tentang Tata Cara Perhitungan Beton Struktural untuk Gedung dan SNI-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung. Dalam penulisan ini, bangunan yang akan direncanakan adalah bangunan fiktif 10 lantai dengan fungsi sebagai kantor dan apartemen. Perencanaan dan perhitungan struktur gedung ini akan ditinjau terhadap beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Untuk analisa struktur bangunan digunakan aplikasi SAP2000. Perencanaan tugas akhir ini merupakan KDS A sehingga pengaruh gempa dapat tidak diperhitungkan ataupun tidak dibatasi untuk diperhitungkan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Digunakan pelat lantai dasar setebal 200 mm dengan tulangan wiremesh M10 – 150 mm dan pelat lantai 1 – 10 serta lantai atap setebal 150 mm dengan tulangan wiremesh M8 – 150 mm. Dimensi komponen struktur gedung sebagai berikut balok 30 x 60 cm² (bentang 5 m), balok 50 x 100 cm² (bentang 10 m), kolom 850 x 850 cm² (lantai dasar – 4), dan kolom 750 x 750 cm² (lantai 5 – atap).

Kata kunci: Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan di Indonesia semakin pesat dan tersebar di seluruh daerah. Saat ini kota Pontianak termasuk salah satu kota yang sedang berkembang dengan pesat. Semakin pesatnya pembangunan dan semakin terbatasnya ketersediaan lahan yang ada, maka pembangunan struktur bangunan bertingkat tinggi menjadi salah satu alternatif dalam mengatasi permasalahan lahan yang semakin sempit.

Bangunan bertingkat tinggi yang direncanakan pada penyusunan tugas akhir ini merupakan gedung sepuluh lantai yang dimanfaatkan

sebagai kantor dan apartemen. Perencanaan gedung ini bersifat fiktif dan direncanakan berlokasi di kota Pontianak dengan struktur beton bertulang.

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur untuk daerah kategori desain seismik (KDS) B, C, D, E, dan F. Menurut SNI 1726-2012 kota Pontianak sudah termasuk zona gempa ringan (KDS A atau B) dan mengharuskan setiap bangunan di kota Pontianak memperhitungkan parameter gaya gempa. Berdasarkan

1) Alumni Prodi Teknik Sipil FT UNTAN

2) Dosen Prodi Teknik Sipil FT UNTAN

peraturan SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013 kota Pontianak tidak wajib menggunakan SRPMK, akan tetapi untuk tujuan pembelajaran penulis menggunakan SRPMK dalam penulisan ini.

Gedung yang direncanakan mempunyai karakteristik sebagai berikut :

- 1 Komponen Struktur Gedung
 - a. Komponen struktural beton bertulang seperti pelat, balok, kolom, dan pondasi.
 - Mutu beton (f'_c) : 30 MPa
 - Mutu baja (f_y) tulangan longitudinal : 420 MPa
 - Mutu baja (f_y) tulangan transversal : 240 MPa
 - Mutu *wiremesh* : 500 MPa
 - b. Komponen non struktural seperti dinding.
- 2 Parameter Bangunan
 - a. Jumlah lantai : 10 lantai
 - b. Panjang bangunan : 30 meter
 - c. Lebar bangunan : 30 meter
 - d. Tinggi bangunan : 40,8 meter
 - e. Tinggi lantai dasar : 3,4 meter
 - f. Tinggi lantai 1 – 10: 3,4 meter

1.2 Tujuan Penulisan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah merencanakan struktur bangunan tingkat tinggi di kota Pontianak dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang memenuhi syarat kekuatan.

1.3 Pembatasan Masalah

Pembatasan masalah dalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

- Struktur yang ditinjau bersifat fiktif.
- Perencanaan mencakup struktur utama dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) tanpa *shear wall*.
- Mendesain elemen-elemen struktur seperti pelat, balok, kolom, dan pondasi.
- Struktur pendukung yang dihitung hanya berupa tangga (pengaruh lift diabaikan).

1.4 Sistem Pembebanan

Sistem pembebanan dalam perhitungan meliputi sistem pembebanan vertikal dan sistem pembebanan horizontal.

Sistem pembebanan vertikal terdiri dari:

- Beban mati, berupa berat sendiri struktur ditambah dengan komponen-komponen lain yang berhubungan dengannya.
- Beban hidup, berupa beban bergerak yang berasal dari berat orang-orang maupun berat beban bergerak lainnya.

Sistem pembebanan horizontal berupa beban gempa.

1.5 Persyaratan yang Digunakan

Persyaratan yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Gedung SNI 2847-2013.

- Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726-2012.
- Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987.

desain seismik B dan C (KDS B dan C).

- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), digunakan untuk kategori desain seismik B, C, D, E, dan F (KDS B, C, D, E, dan F).

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Beton Bertulang

Beton bertulang mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan ditahan oleh beton. Berdasarkan Pasal 8.5.2 SNI 2847-2013 modulus elastisitas baja tulangan nonprategang E_s dapat diambil 200000 Mpa. Sedangkan pada Pasal 8.5.1 SNI 2847-2013 modulus elastisitas beton normal ditentukan berdasarkan:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) merupakan komponen struktur yang mampu memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur. Terdapat tiga jenis sistem rangka pemikul momen yaitu:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), digunakan untuk kategori desain seismik B (KDS B).
- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), digunakan untuk kategori

3. PERENCANAAN PENDAHULUAN

3.1 Dimensi Elemen Struktur

Direncanakan dimensi elemen-elemen struktur sebagai berikut:

- Balok B1 (30/60 cm^2) untuk bentang 5 m
- Balok B2 (50/100 cm^2) untuk bentang 10 m
- Balok B3 (sloof 30/60 cm^2) untuk bentang 5 m
- Balok B4 (sloof 50/100 cm^2) untuk bentang 10 m
- Kolom K1 (85/85 cm^2) untuk lantai dasar dan 1 – 4
- Kolom K2 (75/75 cm^2) untuk lantai 5 – 10 dan atap
- Pelat 20 cm untuk lantai dasar
- Pelat 15 cm untuk lantai 1 – 10 dan atap

3.2 Perencanaan Tangga

Pada bangunan ini struktur tangga yang direncanakan adalah struktur beton bertulang dengan asumsi-asumsi sebagai berikut:

- Tangga merupakan suatu sistem pelat dengan perletakan jepit untuk memperoleh reaksi tumpuan ke struktur utama dan perletakan sendi untuk memperoleh momen maksimum penulangan tangga..

- b. Bordes tanpa perletakan (ujung bebas)
- c. Anak tangga dianggap sebagai beban dan tidak memikul momen lentur.

1. Data Tangga

- Perbedaan elevasi lantai 340 cm
- Tinggi bordes 170 cm
- Lebar tangga 140 cm
- Lebar bordes 300 cm
- Tinggi injakan (optrede) 14,17 cm
- Lebar injakan (antrede) 27,50 cm
- Jumlah anak tangga 24 buah
- Tebal pelat tangga dan bordes, t = 15 cm

2. Perencanaan tulangan tangga dan bordes

- Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
- Selimit beton (p) = 30 mm
- Diameter tulangan (D) = 10 mm
- Tinggi efektif, d = t-p-D/2 = 115 mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,836$$

$$\rho_{maks} = 0,022$$

$$\rho_{min} = 0,0033$$

- Tulangan pokok

$$M = 14,588 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 1,226$$

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$\rho_{perlu} = 0,003$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min}$$

maka digunakan $\rho = 0,0033$

Luas tulangan yang dibutuhkan:

$$A_{sperlu} = \rho b d = 379,500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,500 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan (s):

$$s = \frac{A_s}{A_{sperlu}} 1000 = 206,851 \text{ mm}$$

Jadi untuk penulangan tangga dan bordes digunakan D10 – 200 m

- Tulangan susut

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 7.12.2.1,

$$\frac{A_s}{bh} \geq 0,0018$$

$$A_{smin} = 0,0018bh = 270 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut D10 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 = 78,500 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan susut (s):

$$s = \frac{A_s}{A_{smin}} 1000 = 290,741 \text{ mm}$$

Jadi untuk tulangan susut digunakan D10 – 250 mm

4. ANALISIS STRUKTUR

4.1 Desain Struktur

Desain struktur dilakukan dengan program SAP2000 v17.1.1. Model dengan elemen balok, kolom, dan pelat yang telah diberi faktor reduksi inersia berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.10.4.1 (0,35 untuk balok persegi, 0,70 untuk kolom, dan 0,25 untuk pelat). Model analisis gempa yang digunakan adalah analisis dinamik yang telah dikalikan faktor skala guna memenuhi syarat *base shear* minimum 85% gaya geser $V = C_s W$ berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1.

Pembebanan yang diperhitungkan meliputi:

1. Beban mati, yaitu berat sendiri bangunan yang secara otomatis

dihitung oleh program (berupa berat sendiri balok, kolom, dan pelat).

Beban mati tambahan pada pelat lantai sebagai berikut:

- a) Berat spesi lantai 2 cm ($0,02 \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 0,42 \text{ kN/m}^2$)
- b) Berat keramik 0,5 cm ($0,005 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 0,12 \text{ kN/m}^2$)
- c) Beban plafon dan penggantung ($0,11 + 0,07 = 0,18 \text{ kN/m}^2$)
- d) Beban mekanikal elektrik ($0,25 \text{ kN/m}^2$)

Maka total beban mati tambahan pada pelat adalah $0,97 \text{ kN/m}^2$.

Beban mati tambahan pada pelat atap sebagai berikut:

- a) Beban plafon dan penggantung ($0,18 \text{ kN/m}^2$)
- b) Beban mekanikal elektrik ($0,25 \text{ kN/m}^2$)

Maka total beban mati tambahan pada pelat atap adalah $0,43 \text{ kN/m}^2$.

Beban tambahan dinding 10 cm ($0,12 \text{ kN/m}^2$) dan plesteran $2 \times 1,5$ cm (21 kN/m^3) dengan tinggi 3,4 meter pada balok = $2,55 \text{ kN/m}$

2. Beban hidup yang dimasukkan ke dalam program, yaitu sebagai berikut:

- a) Beban hidup lantai 1 – 4 ruang kantor ($2,5 \text{ kN/m}^2$)
- b) Beban hidup lantai 5 ruang olah raga (4 kN/m^2)
- c) Beban hidup lantai 6 – 10 ruang apartemen (2 kN/m^2)

d) Beban hidup atap ($1,5 \text{ kN/m}^2$)

3. Beban gempa yang dihitung secara otomatis oleh program dengan memasukkan desain respons spektrum.

4. Beban akibat reaksi tangga.

Reaksi akibat beban mati tangga:

- a) Reaksi gaya lintang = $28,698 \text{ kN/m}$
- b) Reaksi gaya normal = $34,127 \text{ kN/m}$
- c) Reaksi momen = $6,876 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

Reaksi akibat beban hidup tangga:

- a) Reaksi gaya lintang = $16,601 \text{ kN/m}$
- b) Reaksi gaya normal = $22,437 \text{ kN/m}$
- c) Reaksi momen = $2,909 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

4.2 Analisis Beban Gempa

Berdasarkan data tanah yang digunakan, klasifikasi situs pada lokasi tersebut termasuk kelas situs SE (tanah lunak). Untuk menentukan spektrum respon desain lokasi tersebut (Kota Pontianak) data yang diperlukan adalah:

- Percepatan batuan dasar pada periode pendek, $S_S = 0,017 g$
- Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik, $S_1 = 0,022 g$
- Faktor amplifikasi getaran percepatan pada getaran periode pendek, $F_a = 2,5$
- Faktor amplifikasi getaran percepatan pada getaran periode 1 detik, $F_v = 3,5$
- Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek,

- $S_{MS} = F_a S_S = 0,043 g$
- Parameter spektrum respon percepatan pada periode 1 detik, $S_{M1} = F_v S_1 = 0,077 g$
- Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, $S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0,028 g$
- Parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik, $S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0,051 g$

$$T_0 = 0,2 S_{D1} / S_{DS} = 0,362 \text{ detik}$$

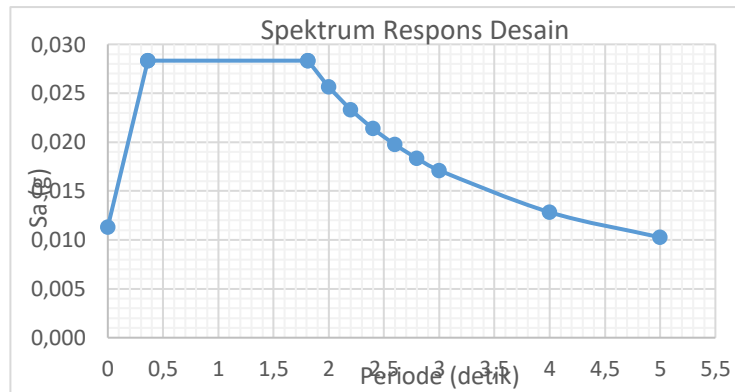
$$T_S = S_{D1} / S_{DS} = 1,812 \text{ detik}$$

Jika $T < T_0$,

$$\text{maka } S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 T / T_0)$$

Jika $T_0 \leq T \leq T_S$, maka $S_a = S_{DS}$

Jika $T > T_S$, maka $S_a = S_{D1} / T$



Gambar 1. Grafik hubungan periode dengan Sa spektrum respons desain

Kuat perlu yang dihitung berdasarkan kombinasi beban yang sesuai dengan SNI 1726-2012 dan SNI 2847-2013.

$$S_{DS} = 0,028g$$

$$\rho = 1$$

$$(1,2 + 0,2S_{DS})D = 1,255D$$

$$(0,9 - 0,2S_{DS})D = 0,845$$

1. $U = 1,4D$
2. $U = 1,2D + 1,6L$
3. $U = 1,255D + L \pm E_x \pm 0,3E_y$
4. $U = 1,255D + L \pm 0,3E_x \pm E_y$
5. $U = 0,845D \pm E_x \pm 0,3E_y$

$$6. U = 0,845D \pm 0,3E_x \pm E_y$$

Untuk bangunan penahan beban lateral berupa sistem rangka pemikul momen khusus maka didapat nilai:

$$R = 8 \quad \Omega_0 = 3 \quad C_d = 5,5$$

Bangunan berfungsi untuk apartemen dan kantor termasuk kedalam kategori resiko II, maka faktor keutamaan gempa $I_e = 1$.

$S_{DS} = 0,028g < 0,167g$ dan $S_{D1} = 0,051g < 0,067g$, maka termasuk dalam kategori desain seismik A (KDS A).

Dengan $S_{D1} = 0,051g$ didapat $C_u = 1,7$ dan rangka beton pemikul momen khusus $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$. Tinggi gedung (h) = 40,8 m

Nilai periode fundamental pendekatan (T_a):

$$T_a = C_t h_n^x = 1,312 \text{ detik}$$

$$C_u T_a = 2,231 \text{ detik}$$

Dari hasil analisis struktur diperoleh nilai waktu getar alami fundamental:

$$T_c = 1,380 \text{ detik}$$

$$T_a < T_c < C_u T_a, \text{ digunakan } T_c$$

$$T = 1,380 \text{ detik}, T_0 \leq T \leq T_s \text{ maka}$$

$$S_a = S_{DS} = 0,028g$$

$$C_s = \frac{S_a}{R/I_e} = 0,034$$

$$\text{Berat bangunan, } W = 93389,060 \text{ kN}$$

$$V = C_s W = 3175,228 \text{ kN}$$

$$0,85V = 2698,944 \text{ kN}$$

Dari hasil analisis struktur diperoleh kombinasi respons untuk geser dasar ragam dinamik (V_t):

$$V_{t x} = 224,367 \text{ kN} < 0,85V$$

$$V_{t y} = 223,877 \text{ kN} < 0,85V$$

Tabel 1. Nilai Geser Dasar Dinamik

Output Case	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
	KN	KN	KN
Ex	224,367	8,794	0,005
Ey	7,729	223,877	0,006

Karena $V_{t x}$ dan $V_{t y}$ kurang dari 0,85V, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 V/V_t$.

$$\text{Arah x: } 2698,944/224,367 = 12,03$$

$$\text{Arah y: } 2698,944/223,877 = 12,06$$

5. DESAIN TULANGAN

5.1 Ketentuan Material Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Penggunaan mutu material beton yang digunakan dalam struktur pemikul beban gempa SRPMK ditentukan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.1.4 bahwa kuat tekan beton f'_c tidak boleh kurang dari 20 MPa ($f'_c = 30 \text{ MPa}$).

Persyaratan mutu tulangan untuk SRPMK yang dijelaskan dalam Pasal 21.1.5 menyatakan bahwa tulangan pemikul lentur dan aksial atau kombinasi keduanya yang timbul akibat beban gempa bumi harus berupa tulangan ulir yang memenuhi ASTM A706M mutu 420 MPa ($f_y = 420 \text{ MPa}$).

5.2 Perencanaan Tulangan Balok

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$\phi M_n^+ \geq \frac{1}{2} \phi M_n^- \text{ (tumpuan)}$$

$$(\phi M_n^+ \text{ atau } \phi M_n^-)$$

$$\geq \frac{1}{4} \phi M_{n \max} \text{ (tumpuan dan lapangan)}$$

Langkah-langkah desain tulangan lentur antara lain sebagai berikut:

- Menentukan spesifikasi setiap material
- Menentukan dimensi-dimensi penampang ($b \times h$)
- Menentukan ukuran tulangan pokok D dan tulangan geser \emptyset
- Menentukan tebal selimut beton p
- Menentukan momen lentur ultimit, M_u
- Menghitung tinggi efektif balok d
- Menghitung rasio penulangan yang diperlukan,

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

- Membandingkan dengan nilai

ρ_{\min} dan ρ_{\max} ,

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

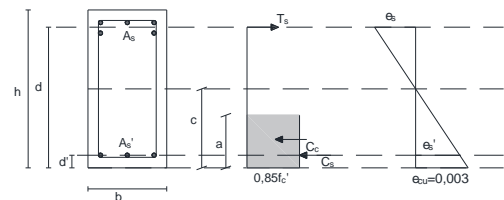
- Perhitungan luas tulangan yang diperlukan,

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

- Periksa jarak bersih antar tulangan tidak boleh kurang dari 25 mm (SNI 2847-2013 pasal 7.6)

- Kapasitas tulangan yang terpasang $\phi M_n \geq M_u$, dengan nilai

Menghitung momen kapasitas:



Gambar 2. Diagram tegangan dan regangan penampang balok

- Periksa apakah tulangan tekan sudah luluh dengan persamaan

$$\rho - \rho' \geq 0,85 \beta_1 \frac{d' f'_c}{d f_y} \left(\frac{600}{600 - f_y} \right),$$

maka tulangan tekan sudah luluh.

$$\rho - \rho' < 0,85 \beta_1 \frac{d' f'_c}{d f_y} \left(\frac{600}{600 - f_y} \right),$$

maka tulangan tekan belum luluh.

- Menghitung kuat tekan beton (C_c)

$$C_c = 0,85 f'_c a b$$

- Menghitung kuat tekan baja tulangan tekan (C_s)

$$C_s = A'_S \left[600 \left(\frac{c - d'}{c} \right) - 0,85 f'_c \right]$$

- Menghitung kuat tarik baja tulangan tarik (T)

$$T = A_S f_y$$

- Menghitung nilai tinggi garis netral (c) dan tinggi penampang tekan (a)

$$T = C_c + C_s$$

$$a = \beta c$$

11. Menghitung momen kapasitas

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d')$$

Pasal 21.6.2.2 SNI 2847 tahun 2013 menyatakan bahwa momen-momen ujung M_{pr} berdasarkan pada tengah baja tarik sebesar $1,25f_y$.

Berikut langkah-langkah perhitungan tulangan transversal balok:

1. Menghitung momen kapasitas positif dan negatif.

$$a_{pr-} = \frac{A_s(1,25f_y)}{0,85bf_c'}$$

$$M_{pr-} = A_s \cdot 1,25f_y \left(d - \frac{a_{pr-}}{2} \right)$$

$$a_{pr+} = \frac{A_s(1,25f_y)}{0,85bf_c'}$$

$$M_{pr+} = A_s \cdot 1,25f_y \left(d - \frac{a_{pr+}}{2} \right)$$

2. Menghitung gaya geser akibat gravitasi (V_g).

Gaya geser gravitasi ditentukan dengan kombinasi pembebanan $W_U = 1,2D + 1,0L$

3. Menghitung gaya geser akibat gempa.

$$V_E = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{l_n}$$

4. Menghitung gaya geser tumpuan.

$$V_e = V_E \pm V_g$$

5. Menghitung kapasitas tulangan transversal.

$$V_n = \frac{A_v f_y d}{s} + V_c$$

$$\phi V_n \geq V_u, \text{ dengan } \phi = 0,75$$

Tulangan transversal harus diproporsikan untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bilamana:

1. Gaya geser yang ditimbulkan gempa mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum.
2. Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

Tabel 2. Penulangan Balok

Balok	Lokasi	Tulangan Longitudinal			Tulangan Geser	
		Atas	Bawah	Pinggang		
B1	300 x 600	Tumpuan	5D22	3D22	2D22	$\phi 10 - 45 \text{ mm}$
	Lapangan	2D22	3D22			$\phi 10 - 100 \text{ mm}$
B2	500 x 1000	Tumpuan	10D22	6D22	4D22	$\phi 10 - 50 \text{ mm}$
	Lapangan	6D22	8D22			$\phi 10 - 100 \text{ mm}$
B3	Sloof	Tumpuan	2D22	3D22	2D22	$\phi 10 - 45 \text{ mm}$
	300 x 600	Lapangan	5D22	3D22		$\phi 10 - 100 \text{ mm}$
B4	Sloof	Tumpuan	6D22	8D22	4D22	$\phi 10 - 50 \text{ mm}$
	500 x 1000	Lapangan	10D22	6D22		$\phi 10 - 100 \text{ mm}$

5.3 Perencanaan Tulangan Kolom

Dengan kelangsingan kolom:

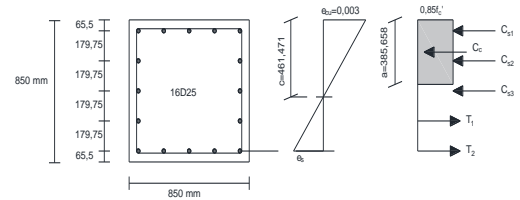
$$\frac{kl_u}{r} = 10,212 \leq 22$$

Maka kelangsingan kolom dapat diabaikan dengan menggunakan perencanaan kolom pendek.

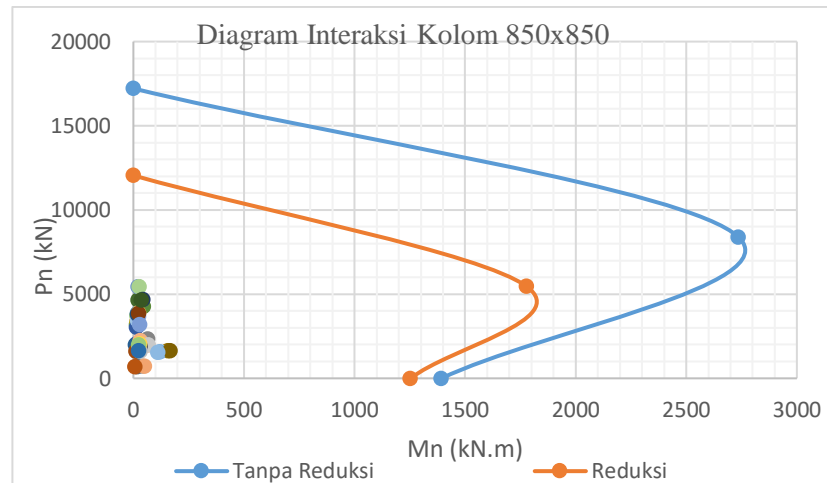
Berdasarkan diagram interaksi kolom persegi untuk $f'_c = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$, $\gamma = 0,9$, diperoleh rasio tulangan kolom kurang dari 1%, maka digunakan rasio minimal 1%.

Diagram interaksi kolom dihitung pada keadaan sebagai berikut:

- Keadaan Aksial Murni ($M_n = 0$)
- Keadaan Seimbang
- Keadaan Lentur Murni ($P = 0$)



Gambar 3. Diagram regangan dan tegangan penampang kolom



Gambar 4. Diagram interaksi kolom 850/850 mm²

Perencanaan tulangan transversal kolom berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4 dan 21.6.5 adalah sebagai berikut:

a. Menentukan Panjang l_o
Berdasarkan SNI 2847 tahun 2013 pasal 21.6.4.1, panjang l_o ditentukan tidak boleh kurang dari yang terbesar sebagai berikut:

- tinggi penampang kolom (h_k)

- seperenam panjang bersih kolom ($\frac{1}{6} h_n$)
- 450 mm

b. Menentukan Spasi Sepanjang l_o
Berdasarkan SNI 2847 tahun 2013 pasal 21.6.4.3, spasi tulangan transversal sepanjang l_o tidak boleh melebihi yang terkecil sebagai berikut:

- Seperempat tinggi penampang kolom ($\frac{1}{4} h_k$)
- Enam kali diameter tulangan longitudinal ($6D$)
- $s_o = 100 + \frac{350+h_x}{3}$
 h_x adalah spasi horizontal maksimum pengikat silang.

s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

c. Spasi Diluar Panjang l_o
Menurut SNI 2847 tahun 2013 pasal 21.6.4.5 diluar panjang l_o spasi tulangan transversal tidak melebihi terkecil sebagai berikut:

- Enam kali diameter tulangan longitudinal ($6D$)
- 150 mm

d. Perhitungan Geser Akibat Gempa

V_e tidak perlu lebih besar dari V_c yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok yang merangkai kolom diujung atas dan bawah.

$$V_e = \frac{DF_{top}M_{pr\ top} + DF_{bottom}M_{pr\ bottom}}{l_u}$$

DF adalah faktor distribusi momen dibagian atas dan bawah kolom yang didesain.

Menurut SNI 2847 tahun 2013 pasal 21.6.5.2, V_c diasumsikan sama dengan nol bilamana:

- Gaya geser akibat gempa V_e mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum.
- Gaya tekan aksial terfaktor P_u kurang dari $A_g f'_c / 10$.

e. Perhitungan Tulangan Geser Sepanjang l_o

$$A_{sh1} = 0,3 \frac{s_b c f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s_b c f'_c}{f_{yt}}$$

A_{ch} = luas penampang inti beton
 b_c = lebar penampang inti terkekang

f. Perhitungan Tulangan Geser di Luar l_o

$$V_n = \frac{A_v f_y d}{s} + V_c$$

Tabel 3. Penulangan Kolom

Kolom	Tulangan Longitudinal	Tulangan Geser		Lokasi
		Sepanjang l_o	Diluar l_o	
K1	850 x 850 16D25	4 kaki D13 – 100 mm	4 kaki D13 – 150 mm	Lt. dasar – 4
K2	750 x 750 12D25	4 kaki D13 – 100 mm	4 kaki D13 – 150 mm	Lt. 5 – atap

5.4 Hubungan Balok Kolom

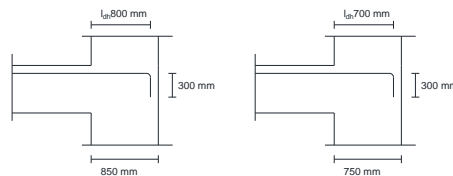
1. Panjang Penyaluran Tulangan
Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.1 untuk dalam joint digunakan penyaluran batang tulangan dengan kait 90°.

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8d_b = 176 \text{ mm}$$

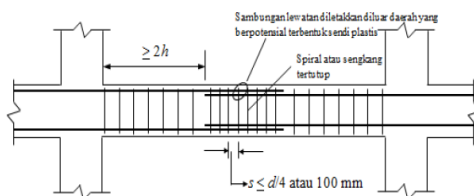
$$l_{dh} \geq \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = 297 \text{ mm}$$

Panjang pembengkokan kait 90°
 $12d_b = 264 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$



Gambar 5. Penyaluran kait 90°

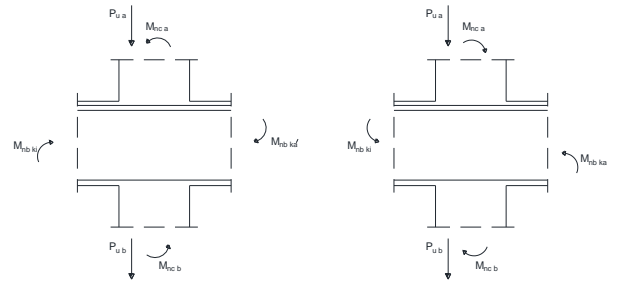
Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.2 panjang sambungan lewatan dalam kondisi tarik (l_d) adalah:
 $l_d \geq 3,25l_{dh} = 965,25 \text{ mm}$



Gambar 6. Persyaratan sambungan lewatan

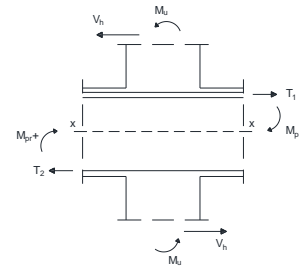
2. Kekuatan Lentur Minimum Kolom
Menurut SNI 2847 tahun 2013 pasal 21.6.2.2 kuat kolom harus memenuhi:

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$$



Gambar 7. Momen pada joint

3. Kekuatan Geser Joint



Gambar 8. Gaya geser joint

$$T_1 = 1,25f_y A_{S1} \text{ dan } T_2 = 1,25f_y A_{S2}$$

$$V_h = \frac{M_u}{l_u/2}$$

$$V_{x-x} = T_1 + T_2 - V_h$$

Untuk hubungan balok kolom yang terkekang keempat sisinya berlaku kuat geser nominal :

$$\phi V_c = \phi 1,7A_j \sqrt{f'_c}$$

5.5 Perencanaan Tulangan Pelat

Dengan langkah yang sama dengan perhitungan tulangan lentur balok, diperoleh tulangan lentur pelat sebagai berikut:

Tabel 4. Penulangan Pelat

Pelat	Tulangan (Wiremesh)		Lokasi
	Tumpuan	Lapangan	
Tipe 1	M10- 150mm	M10- 150mm	Lantai Dasar
Tipe 2	M8- 150mm	M8- 150mm	Lantai 1-10
Tipe 3	M8- 150mm	M8- 150mm	Lantai Atap

5.6 Perencanaan Pondasi

Direncanakan pondasi tapak dengan tiang pancang beton bertulang. Meyerhoff (1956) menganjurkan formula daya dukung untuk tiang pancang dengan menggunakan data SPT sebagai berikut:

$$Q_U = 40N_b A_p + 0,2N A_s$$

$$Q_a = \frac{Q_U}{SF}$$

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Tabel 5. Dimensi Pondasi dan Jumlah Tiang Pancang

Tipe Pondasi	Dimensi Poer				Tiang Pancang		
	b	h	t	D	m	n	Jumlah
P1	3,5	3,5	0,8	0,3	3	3	9
P2	3	3	0,8	0,25	3	3	9
P3	2	3	0,8	0,25	3	2	6
P4	1	2	0,8	0,25	2	1	2

Pada keempat jenis pondasi tersebut direncanakan tulangan D22 - 150 mm.

6. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis penulisan ini dapat diambil beberapa kesimpulan seperti berikut ini:

- Lokasi perencanaan gedung termasuk dalam kategori desain seismik A (KDS A) sehingga komponen struktur rangka gempa tidak dibatasi didesain sebagai salah satu diantara tidak ada, sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB), momen menengah (SRPMM), atau momen khusus (SRPMK). Sedangkan dalam analisis penulisan ini digunakan SRPMK.
- Tangga dengan tinggi 3,4 m menggunakan tulangan tumpuan dan lapangan D10 – 200 mm serta tulangan susut D10 – 250 mm.
- Digunakan pelat lantai dasar setebal 200 mm dengan tulangan wiremesh M10 – 150 mm dan pelat lantai 1 – 10 serta lantai atap setebal 150 mm dengan tulangan wiremesh M8 – 150 mm.
- Digunakan dimensi komponen struktur gedung sebagai berikut:
 - Balok 30 x 60 cm² (bentang 5 m)
 - Balok 50 x 100 cm² (bentang 10 m)
 - Kolom 850 x 850 cm² (lantai dasar – lantai 4)
 - Kolom 750 x 750 cm² (lantai 5 – lantai atap)

6.2 Saran

Beberapa saran yang dapat diberikan dari hasil penulisan ini adalah sebagai berikut:

- a. Dalam perencanaan dimensi awal sebaiknya dilakukan estimasi terlebih dahulu agar tidak terjadi perubahan dimensi saat dilakukan analisis struktur.
- b. Perencanaan struktur gedung sebaiknya mengikuti peraturan terbaru seperti SNI 2847-2013 dan SNI 1726-2012.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012)*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)*. Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta.
- Heryanto. 2009. *Perhitungan Struktur Hotel 11 Lantai dengan Struktur Beton Bertulang di Pontianak*. Pontianak.
- Nawy, Edward G, dkk. 2008. *Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar*. Surabaya: ITSPress.
- Purwono, Rachmat. 2009. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: tspress.
- Putra, Go Dermawan. 2015. *Perancangan Gedung Apartemen di Jalan Laksamana Adisucipto Yogyakarta*. Yogyakarta
- Setiawan, Agus. 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*. Jakarta: Erlangga.