

Perbandingan Evaluasi Kinerja Bangunan Gedung Tahan Gempa antara Metode SRPMM dan SRPMK

Yuyun Tajunnisa, Muchamad Chadaffi, Viridy Ramadhaniawan

Program Studi Diploma Teknik Sipil FTSP ITS, Surabaya

Email: yuyun_t@ce.its.id

Abstract

This study compared two buildings designed using different seismic design methods; these are the Intermediate Moment Frame System (SRPMM) and Special Moment Frame System (SRPMK). The reinforced concrete buildings have 3 stories located in the seismic zone IV. Analysis and performance evaluation use a pushover analysis built in in SAP2000. Dimension of beam and column are the same on the both of structures. The results of the two design methods give differences in reinforcements and ductility values ($\mu\Delta$). SRPMM's flexure reinforcement is greater than SRPMK's, but the stirrups are the opposite. The structural ductility value ($\mu\Delta$) and the reduction factor (R) are the same. The value of $\mu\Delta$ is equal to 3,36 and R is equal to 5,37. The Indonesian Building Code SNI 03-1726 - 2002 specified that the value of $\mu\Delta$ is 3.5 and that of R is 5.5 for the SRPMM while for SRPMK these values are 5.2 and 8.5 respectively. The comparison between two methods shows that the values of ductility and reduction factor of SRPMM meet the code requirements, while those of SRPMK do not meet the values required by Code. The maximum displacement target of SRPMM according to the formula specified by SNI 03-1726-2002 and FEMA (273/356) are 0.122 m and 0.77 m respectively while those of SRPMK are 0.75 m and 0.77 m. The performance evaluation of the two structures using pushover analysis shows that the structures perform IO (Intermediate Occupancy).

Keywords: earthquake resistant structure, performance evaluation, pushover analysis, SRPMM, SRPMK.

Abstrak

Penelitian ini membandingkan struktur bangunan 3 lantai beton bertulang tahan gempa dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada wilayah gempa IV. Analisa dan evaluasi kinerja dilakukan menggunakan analisa pushover yang *built-in* pada SAP2000. Dimensi struktur yang digunakan pada SRPMM dan SRPMK direncanakan sama. Perhitungan struktur antara kedua metode tersebut menghasilkan perbedaan pada luasan tulangan, dan persamaan pada nilai daktilitas struktur ($\mu\Delta$) serta faktor reduksi (R). Luasan tulangan SRPMM lebih besar dibanding SRPMK, sedangkan nilai daktilitas struktur ($\mu\Delta$) dan faktor reduksi (R) pada kedua metode adalah sama yaitu ($\mu\Delta$) = 3,36 dan R = 5,37. Persyaratan SNI 03 - 1726 - 2002 untuk SRPMM adalah $\mu\Delta$ = 3,50 dan R=5,50; sedangkan untuk SRPMK ($\mu\Delta$ = 5,20 dan R=8,5). Jika dibandingkan antara hasil yang diperoleh dengan syarat SNI 03-1726-2002, menunjukkan bahwa nilai daktilitas dan faktor reduksi pada SRPMM memenuhi persyaratan, sedangkan pada SRPMK tidak memenuhi. Besar target perpindahan maksimum pada struktur SRPMM menurut rumus dari SNI 03-1726-2002 dan FEMA (273/356) berturut-turut diperoleh sebesar 0,122 m dan 0,77 m. Sedangkan struktur SRPMK berturut-turut sebesar 0,75 m dan 0,77 m. Evaluasi kinerja struktur menggunakan analisa pushover masing - masing masih berkinerja IO (*Intermediate Occupancy*).

Kata kunci: struktur tahan gempa, evaluasi kinerja, analisa *pushover*, SRPMM, SRPMK.

1. Pendahuluan

Beberapa metode perencanaan struktur gedung beton bertulang tahan gempa, salah satu metode yaitu menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen

(SRPM). SRPM dibagi menjadi tiga metode yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Mo-

men Khusus (SRPMK). Salah satu cara untuk melihat hasil evaluasi kinerja struktur bangunan gedung beton bertulang yaitu dengan menggunakan *pushover analysis* yang sudah *built-in* pada SAP2000. Struktur dimodelkan secara tiga dimensi dengan program SAP2000 menggunakan analisis statik non linier sehingga di dapat kurva kapasitas. Dari kurva kapasitas *pushover analysis* ditentukan *performance point* dari struktur, yang menggambarkan tingkat kinerja struktur yang mengacu pada SNI 03-1726-2002 dan FEMA (*Federation Emergency Management Agency*) 273/-356 ketika mengalami gempa. Titik kinerja atau *performance point* adalah besarnya perpindahan maksimal struktur saat gempa rencana. Berikutnya dapat dilihat posisi target *displacement* untuk melihat berapa sendi plastis yang terbentuk dan dimana saja lokasinya.

Studi ini membandingkan kedua metode SRPM yaitu SRPMM dan SRPMK pada gedung yang sama yaitu beton bertulang di daerah dan zone gempa yang sama. Dengan kedua metode tersebut dibandingkan jumlah tulangan, displacement, daktilitas, dan kinerja struktur pada saat gempa.

2. Metodologi

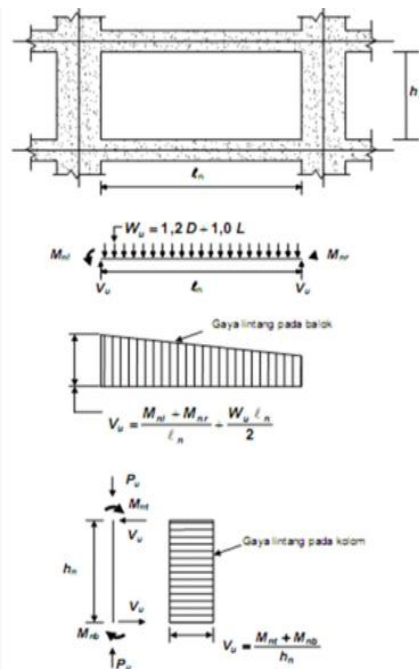
SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah) yaitu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan *joint-jointnya* menahan gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial, sistem ini pada dasarnya memiliki daktilitas sedang dan dapat digunakan di zona 1 hingga zona 4. Memiliki Faktor Modifikasi Respons

$R = 5,5$. Detail penulangan komponen SRPMM harus memenuhi ketentuan-ketentuan SNI 03-2847-02 Pasal 23.10(4), bila beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak melebihi ($A_g f_c'/10$). Bila beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur melebihi ($A_g f_c'/10$), maka 23.10(5) harus dipenuhi kecuali bila dipasang tulangan spiral sesuai persamaan 27 (sumber: SNI 03 – 2847 – 02).

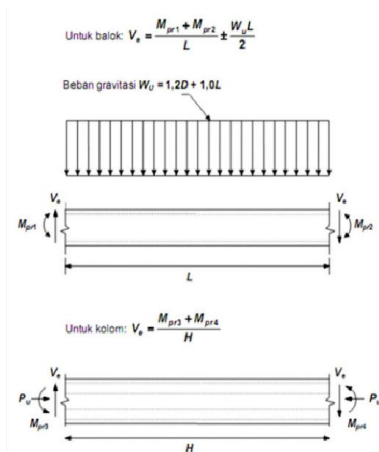
SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) yaitu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan *joint-jointnya* menahan gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Sistem ini pada dasarnya memiliki daktilitas penuh dan wajib digunakan di zona resiko gempa tinggi yaitu di zona 5 hingga zona 6. Struktur harus direncanakan menggunakan sistem penahan beban lateral yang memenuhi persyaratan detailing yang khusus dan mempunyai daktilitas penuh. Memiliki Faktor Modifikasi Respons $R = 8,5$.

Dari Gambar 2 dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Gaya rencana
Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan.
2. Tulangan transversal
Tulangan transversal sepanjang daerah yang ditentukan pada SNI 03-2847-02. Pasal 23.3(3(1)) harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$.



Gambar 1. Gaya lintang rencana untuk SRPMM (Sumber: SNI 2847-2002)



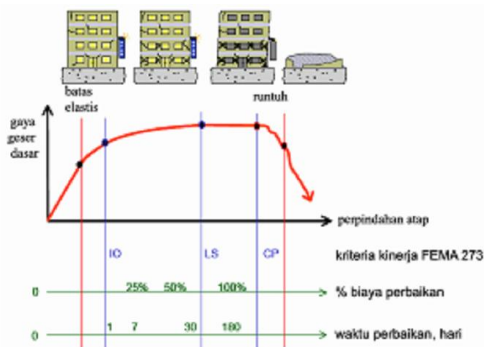
Gambar 2. Gaya lintang rencana untuk SRPMK (Sumber: SNI 2847-2002)

2.3 Analisa Statik Nonlinier (*Pushover*)

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa. Saat *running* pertama, analisis gempa menggunakan *static* ekuivalen

dimana beban mati, hidup dan gempa dianalisis secara linier. Dari hasil *running* dapat diketahui rasio antara kapasitas dan kebutuhan pada *frame*, sehingga dapat diketahui struktur tersebut aman atau tidak. Kemudian struktur diberikan beban gempa dengan *pushover static non linear* dengan *displacement control* sebesar 1000 mm. *Running* kedua diberikan pada beban mati, hidup dan *pushover non linear* tujuannya, untuk melihat perilaku struktur sampai keadaan inelastis setelah terkena beban gempa *pushover*. Dari hasil *running* dapat mengetahui besar *point performance* (titik kinerja) dari struktur tersebut dan berapa daktilitasnya, apakah memenuhi syarat rumah tahan gempa. Analisa *pushover* menghasilkan kurva *pushover* (Gambar 3), kurva yang menggambarkan hubungan

antara gaya geser dasar (V) versus perpindahan titik acuan pada atap (D).



Gambar 3. Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Sumber: ATC 58)

Evaluasi kinerja pada *Federation Emergency Management Agency (FEMA) 273/356* mengatur tingkat kinerja suatu bangunan sebagai berikut:

- *Operational* (elastis)
Tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur, bangunan tetap berfungsi.
- *Immediate Occupancy* (IO)
Tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural.
- *Life Safety* (LS)
Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan.
- *Collapse Prevention* (CP)
Kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. (Sumber: NEHRP (BSSC, 1995)).

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. (Sumber: FEMA 273/356).

2.4 Koefisien Perpindahan (FEMA 273)

Target perpindahan pada titik kontrol δ_T , ditentukan sebagai berikut (Fema 273/356):

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 C_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \dots \dots \dots [1]$$

2.5 Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI – 1726 – 2002

Sesuai Pasal 4.3.3 SNI-1726-2002 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut:

- struktur gedung beraturan:

$$\xi = 0.7 R \dots \dots \dots [2]$$

- struktur gedung tidak beraturan:

$$\xi = \frac{0.7 R}{\text{Faktor Skala}} \dots \dots \dots [3]$$

di mana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut dan Faktor Skala adalah seperti yang ditetapkan dalam Pasal 7.2.3 SNI-1726-2002.

Langkah-langkah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Pengumpulan data
 - Data tanah pada zona wilayah gempa 4
 - Gambar denah bangunan
 - Data perencanaan, mutu beton ($f_c' = 25$ MPa), mutu baja ($f_y = 400$ MPa dan $f_{ys} = 240$ MPa)
2. Preliminari desain
Perencanaan atau penentuan awal dimensi balok induk, balok anak, sloof, dan kolom.

3. Pemodelan struktur dan pembebanan dengan menggunakan *software* pada SAP2000. Struktur dimodelkan dalam bentuk 3 dimensi, tiang pancang dimodelkan sampai kedalaman dengan taraf penjepitan (*fixity point*) dengan pembebanan yang diberikan adalah beban mati, beban hidup, dan beban gempa statik.

4. Analisa *Pushover*

Pemodelan struktur menggunakan analisa *pushover* yang *built-in* pada SAP2000 untuk mengetahui besar perpindahan dan memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian-bagian struktur yang kritis.

5. Analisa gaya dalam

Nilai kombinasi untuk struktur beton yang digunakan sebagai analisis adalah:

- a. Kombinasi beban berfaktor:
 - 1,4D[4]
 - 1,2D + 1,6L[5]
 - 1,2D + 1,0L ± 0,3EX ± 1,0EY [6]
 - 1,2D + 1,0L ± 1,0EX ± 0,3EY [7]
- b. Kombinasi beban tak berfaktor:
 - 1,0D + 1,0L [8]
 - 1,0D + 1,0L + 1,0EX [9]
 - 1,0D + 1,0L + 1,0EY[10]

Gaya dalam dari *output* SAP2000 dihitung sesuai dengan peraturan sehingga didapatkan luasan tulangan yang diperlukan.

Keterangan:

- D = beban mati
- L = beban hidup

Ex = beban gempa arah x; Ey beban gempa arah y.

6. Penulangan

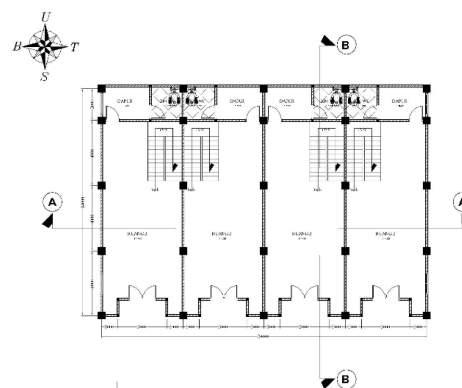
Penulangan dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2002 menggunakan data-data yang diperoleh dari *output* SAP2000 Versi 14.2.2.

- a. Dari *output* SAP diperoleh nilai gaya geser (D), momen lentur (M), momen torsi (T), dan nilai gaya aksial (P). Kemudian dihitung kebutuhan tulangan pada balok, kolom dan pondasi.
- b. Perhitungan penulangan geser, lentur, dan puntir pada semua komponen struktur utama.
- c. Kontrol masing-masing perhitungan penulangan.
- d. Penabelan penulangan yang terpakai pada elemen struktur yang dihitung (struktur atas dan struktur bawah).
- e. Penggambaran detail penulangan.

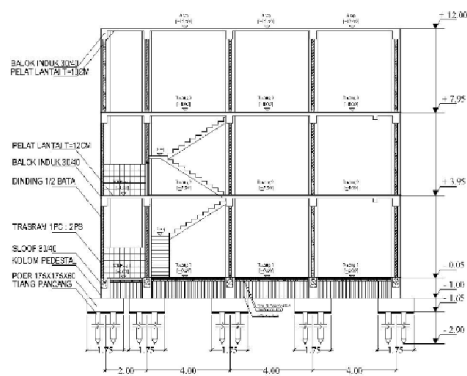
7. Evaluasi *Pushover*

- a. Evaluasi perilaku seismik
- b. Evaluasi kinerja struktur

8. Penggambaran hasil perhitungan



Gambar 4. Denah lantai dasar



Gambar 5. Potongan bangunan



Gambar 6. Tampak bangunan

4. Hasil dan Pembahasan

4.1 Preliminari Desain

Perencanaan dimensi berikut bertujuan untuk mencari dimensi struktur balok, kolom dan sloof.

1. Balok

SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3, Tabel 8

Balok Dua Tumpuan $h \geq \frac{l}{15}$ [11]

Balok Ujung Menerus $h \geq \frac{l}{21}$ [12]

2. Kolom

$$\frac{l_{kolom}}{L_{kolom}} \leq \frac{l_{balok}}{L_{balok}} \dots\dots\dots [13]$$

3. Sloof

$$\frac{l_{kolom}}{L_{kolom}} \leq \frac{l_{sloof}}{L_{sloof}} \dots\dots\dots [14]$$

Direncanakan:

Balok Induk yang dipakai:

Lantai Melintang 25/40 cm

Lantai Memanjang 25/40 cm

Atap Melintang 25/40 cm

Atap Memanjang 25/40 cm

Balok Anak yang dipakai:

Melintang 15/25

Memanjang 15/25

Kantilever yang dipakai:

Melintang 15/25

Memanjang 15/25

Kolom yang dipakai:

Kolom 40/40 cm

Sloof yang dipakai:

Sloof 25/35 cm

4.2 Perencanaan ketebalan pelat

– Bentang bersih pelat sumbu panjang

$$L_n = \text{sisi terpanjang} - \left(\frac{b}{2} + \frac{b}{2} \right) \dots [15]$$

– Bentang bersih pelat sumbu pendek

$$S_n = \text{sisi terpendek} - \left(\frac{b}{2} + \frac{b}{2} \right) \dots [16]$$

– Kondisi pelat

$$\beta = \frac{l_n}{S_n} \dots\dots\dots [17]$$

$\beta \geq 2$ (direncanakan pelat dua arah)

$\beta \leq 2$ (direncanakan pelat satu arah)
(SNI 03-2847-2002 psl. 15.6.1.2)

– Lebar efektif (be)

Dihitung seperti pada Gambar 7.

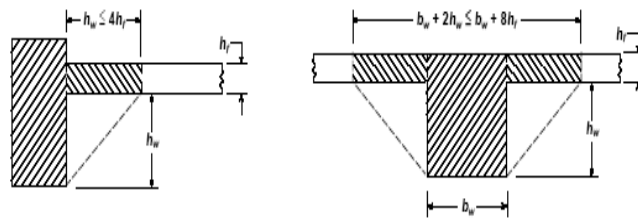
– Faktor modifikasi (k)

(Wang, hal 131)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_c}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{b_c}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_c}{b_w} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)} \dots\dots\dots [18]$$

– Momen inersia balok dan penampang pelat

$$I_b = k \frac{b_w \cdot h^3}{12}; I_s = k \frac{b_s \cdot t^3}{12} \dots\dots\dots [19]$$



Gambar 7. Bagian pelat yang diperhitungkan (SNI 03 – 2847 – 2002)

(Wang, 1990, 131 pers. 16.4.2a)

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s}; \alpha_m = \frac{\sum \alpha}{n} \dots\dots\dots [20]$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 15.3)

- Menentukan tebal pelat

a) $\alpha_m \leq 0,2$

Harus memenuhi SNI 03-2847-2002 tabel 10, dengan:

- Pelat tanpa penebalan >120 mm
- Pelat dengan penebalan > 100 mm

b) $0,2 \leq \alpha_m \leq 2,0$

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + [5\beta(\alpha_m - 0,2)]} \geq 120 \text{ mm} \dots [21]$$

c) $\alpha_m \geq 0,2$

$$h = \frac{l_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm} \dots [22]$$

Direncanakan pelat lantai tebal 120 mm dan pelat atap 100 mm.

4.3 Pembebanan Struktur

Pembebanan yang ada pada komponen struktur pelat disesuaikan dengan PPIUG'83.

4.4 Perencanaan Pondasi

Dalam metode Schmertmann dan Nottingham (1975) tahanan ujung tiang pancang persatuan luas (f_b) diperoleh dari nilai q_c di sepanjang 8D diatas

dasar tiang sampai 4D dibawah tiang, Untuk diameter tiang $D = 0,25 \text{ m}$, maka q_c rata-rata pada kedalaman $8D \rightarrow 8 \times 0,25 \text{ m} = 2,0 \text{ m}$ dan untuk q_c rata-rata pada kedalaman 4D dibawah tiang tidak diperhitungkan karena pada data sondir tidak diketahui. Direncanakan kedalaman tiang pancang = 3 m

$$q_c (8D) = 68,91 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots [23]$$

$$q_f (8D) = 1,55 \text{ kg/cm}^2$$

- Tahanan ujung tiang satuan

$$f_b = \omega q_c \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots [24]$$

Untuk pasir *normally consolidated*, $\omega = 1$

$$f_b = 1 \cdot 68,91 \text{ kg/cm}^2 = 68,91 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ok)}$$

- Luas dasar tiang

$$A_b = d^2 = 25 \cdot 25 = 625 \text{ cm}^2 \dots [25]$$

- Tahanan ujung ultimit tiang

$$Q_b = A_b f_b \dots\dots\dots [26]$$

$$= 68,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 43068,75 \text{ kg}$$

- Tahanan gesek tiang

$$f_s = K_f \cdot q_f \dots\dots\dots [27]$$

$K_f = 0,9$ (di ambil secara keseluruhan)

$$f_s = 0,9 \cdot 1,55 \text{ kg/cm}^2 = 1,395 \text{ kg/cm}^2 > 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

Maka f_s dipakai $1,2 \text{ kg/cm}^2$

- Tahanan gesek ultimit

$$Q_s = K_{ell} \cdot tp \cdot L \cdot f_s \dots\dots\dots [28]$$

$$= 4 \cdot 25 \cdot 300 \cdot 1,2 = 36000 \text{ kg}$$

Nama lokasi	: Depo Tanjungwangi - Banyuwangi	Luas konus	= 10 cm ²
Titik	: S-1	Luas piston	= 10 cm ²
Master sondir	: Adi	Luas mantel (selimut)	= 100 cm ²
Tanggal	: 22-Apr-11	Interval data sondir	= 20 cm
Elevasi	: ±0,00 m (muka tanah stempat)		

Tabel 1. Data tanah Banyuwangi

Kedalaman (m)	Bacaan		Nilai Konus (kg/cm ²)	Lekatan lokal (kg/cm ²)	HP (kg/cm)	JHP (kg/cm)	Friction ratio (%)
	I (kg/cm ²)	II (kg/cm ²)					
0,00							
0,20	5	10	5	0,50	10	10	10,00
0,40	8	13	8	0,50	10	20	6,30
0,60	10	15	10	0,50	10	30	5,00
0,80	15	20	15	0,50	10	40	3,30
1,00	30	40	30	1,00	20	60	3,30
1,20	25	30	25	0,50	10	70	2,00
1,40	25	30	25	0,50	10	80	2,00
1,60	20	25	20	0,50	10	90	2,50
1,80	18	23	18	0,50	10	100	2,80
2,00	15	20	15	0,50	10	110	3,30
2,20	15	20	15	0,50	10	120	3,30
2,40	20	25	20	0,50	10	130	2,50
2,60	20	25	20	0,50	10	140	2,50
2,80	150	180	150	3,00	60	200	2,00
3,00	200	250	200	5,00	100	300	2,50
3,20	250	300	250	5,00	100	400	2,00

– Berat sendiri tiang = 9112,5 Kg

$$W_p = A_s \cdot L \cdot BJ_{beton} \dots \dots \dots [29]$$

$$= 0,25 \cdot 0,25 \cdot 3 \cdot 2400 = 450 \text{ kg}$$

– Kapasitas daya dukung ultimit tiang

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \dots \dots \dots [30]$$

$$= 43068,75 \text{ kg} + 36000 \text{ kg} - 450 \text{ kg}$$

$$= 78618,75 \text{ kg} \approx 79 \text{ Ton}$$

– Kapasitas tekan ijin tiang dengan faktor aman F = 2,5

$$Q_a = Q_u / F \dots \dots \dots [31]$$

$$= 79 \text{ ton} / 2,5 = 31,6 \text{ Ton}$$

– Kapasitas tarik ijin tiang dengan mengambil faktor aman F = 4

$$Q_t = (Q_s + W_p) / F \dots \dots \dots [32]$$

$$= (36000 \text{ kg} + 450 \text{ kg}) / 4$$

4.5 Perhitungan Tiang Pancang Kelompok

Efisiensi tiang pancang kelompok

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \dots \dots \dots [33]$$

Dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam satu baris

θ = $\tan^{-1} (d/s)$, dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m)

Kapasitas daya dukung ultimit kelompok tiang

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \dots \dots \dots [34]$$

Dengan,

Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

Q_a = beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan

n = jumlah tiang dalam kelompok

– Tiang kelompok (2 buah)

$$m = 2$$

$$n = 1$$

$$s = 3 D \text{ (Syarat } 2D \leq S \leq 6D)$$

$$\theta = 18,43^\circ$$

$$E_g = 1 - 18,43^\circ \frac{(1 - 1)2 + (2 - 1)1}{90 \times 2 \times 1}$$

$$= 0,898$$

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

$$= 56,75 \text{ Ton}$$

– Tiang kelompok (4 buah)

$$m = 2$$

$$n = 2$$

$$s = 3 D \text{ (Syarat } 2D \leq S \leq 6D)$$

$$\theta = 18,43^\circ$$

$$= 0,898 \cdot 2 \cdot 31,6$$

$$E_g = 1 - 18,43^\circ \frac{(2 - 1)2 + (2 - 1)2}{90 \times 2 \times 2}$$

$$= 0,795$$

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

$$= 0,795 \cdot 4 \cdot 31,6$$

$$= 100,52 \text{ Ton}$$

4.6 Pembebanan gempa

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini, dilakukan dengan menggunakan analisa statik ekuivalen dimana menurut SNI 03-1726-2002 Pasal. 6.1.3.

✓ Waktu getar alami fundamental (T)

$$C_t = 0,0731 \text{ (UBC 1997)}$$

$$h_n = 14 \text{ m}$$

$$T = C_t (h_n)^{0,75} \text{ (UBC 1997)}$$

$$= 0,529$$

Tabel 2. Berat total bangunan

Tingkat	Kg
0	10200,0
1	230583,0
2	397767,2
3	382614,1
Atap	229430,0
W_{total}	1250594,3

✓ Faktor respon gempa (C)

Kondisi tanah = Keras

Wilayah gempa = 4

$$T = 0,529$$

$$C = 0,567 \text{ (Gambar 4)}$$

✓ Beban Geser Dasar Nominal SRPMM (V)

$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_{total} \dots \dots \dots [35]$$

$$C = 0,567$$

$$I = 1 \text{ (Faktor Keutamaan)}$$

$$R = 5,5 \text{ (Faktor Reduksi)}$$

$$W = 1.250.594,3 \text{ Kg}$$

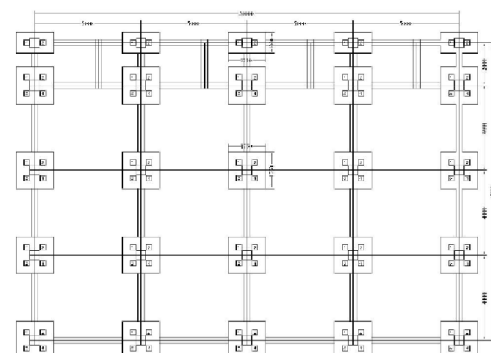
$$V = 128932,3 \text{ Kg}$$

✓ Beban Geser Dasar Nominal SRPMK (V)

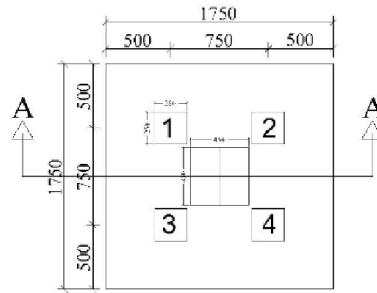
$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_{total}$$

$$C = 0,567; I = 1; R = 8,5; W =$$

$$1.250.594,3 \text{ kg; } V = 83426,8 \text{ Kg}$$

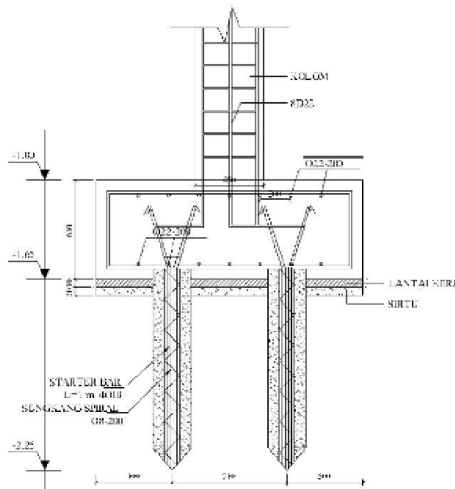


Gambar 9. Denah Pondasi



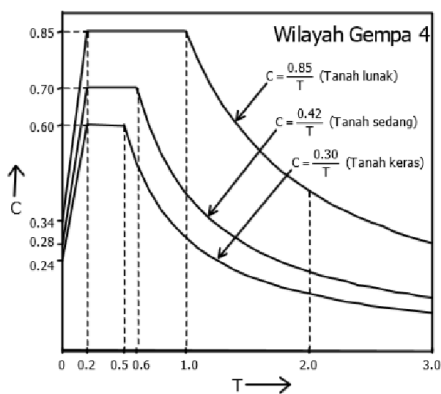
(a)

Gambar 8. (a) Gambar pondasi tampak atas



(b)

Gambar 8. (a) Gambar pondasi tampak atas dan (b) Potongan Pondasi



Gambar 10. Grafik respons spektrum gempa rencana (sumber: SNI 03 – 1726 – 02)

✓ Beban Geser Dasar Nominal SRPMM (V)

$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_{total} \dots\dots\dots [35]$$

C = 0,567

I = 1 (Faktor Keutamaan); R= 5,5 (Faktor Reduksi); W=1.250.594,3Kg
Maka: V = 128932,3 Kg

✓ Beban Geser Dasar Nominal SRPMK (V)

$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_{total}$$

C = 0,567; I = 1 ; R= 8,5; W = 1.250.594,3Kg maka V= 83426,8 Kg

Dari gambar 15 dan 16 kurva hubungan *displacement* dan *Base Reaction* dari dua metode adalah sama.

4.9 Distribusi Sendi Plastis

Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat balok lemah, untuk desain pada struktur berdaktilitas parsial dan penuh mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi. Hasil analisis beban dorong SRPMM berupa distribusi jumlah sendi plastis yang terjadi selengkapnya ditampilkan dalam tabel 11.

Dari tabel 11 dapat dilihat bahwa sampai dengan peralihan sebesar 0,85 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori *Immediate Occupancy* (IO). Sedangkan pada step ke 2 dengan peralihan 2,86 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori B-IO sesuai dengan peralihan yang tercapai. Sendi plastis mengalami *collapse* pada step ke 8 saat peralihan 32,62 cm.

Dari tabel 12 dapat dilihat bahwa sampai dengan peralihan sebesar 0,85 cm distribusi sendi plastis masih berada

pada kategori *Immediate Occupancy* (IO). Sedangkan pada step ke 2 dengan peralihan 2,86 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori B-IO sesuai dengan peralihan yang tercapai. Sendi plastis mengalami *collapse* pada step ke 8 saat peralihan 32,62 cm. Hasil distribusi sendi plastis pada kedua metode perhitungan struktur tahan gempa adalah sama yaitu masih berada pada kategori *Immediate Occupancy* (IO), tidak ada kerusakan yang berarti pada komponen struktural dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

4.10 Evaluasi Perilaku Seismik

Selanjutnya dilakukan evaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban gempa rencana untuk memperoleh nilai $\mu\Delta$ dan R aktual dari struktur bangunan gedung. Perhitungan menggunakan persamaan sesuai SNI 03-1726-2002,

$$\mu\Delta = \frac{\delta u}{\delta y} \text{ dan } R = 1,5\mu\Delta \dots\dots\dots [37]$$

Tabel 11. Distribusi sendi plastis *pushover* SRPMM

Pushover Curve - ACASE2											
Step	Displacement cm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoD	IDtoLS	LStoCP	CtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	0,001063	0,0000	622	0	0	0	0	0	0	0	622
1	0,852893	37,4489	621	1	0	0	0	0	0	0	622
2	2,865187	118,4701	537	85	0	0	0	0	0	0	622
3	17,362328	276,3331	231	309	49	22	0	11	0	0	622
4	29,557278	344,1536	158	324	75	17	0	48	0	0	622
5	32,235438	351,5945	152	319	59	36	0	56	0	0	622
6	32,416148	351,8437	151	320	57	38	0	56	0	0	622
7	32,506058	351,9097	151	319	58	37	0	57	0	0	622
8	32,628867	351,9580	150	319	59	34	0	60	0	0	622

Dimana:

$\mu\Delta$ = daktilitas struktur

δy = peralihan atap pada saat leleh pertama

δu = peralihan atap pada kondisi ultimit

Dengan asumsi nilai peralihan atap pada saat leleh pertama dapat dilihat dari hasil analisis dengan program SAP2000 dan nilai peralihan saat terjadi *collapse* adalah pada saat tercapai nilai peralihan atap sesuai target *displacement* yang telah ditetapkan. Dengan SRPMM dan SRPMK:

$$\mu\Delta = \frac{\delta u}{\delta y} = \frac{2,86}{0,85} = 3,36$$

$$R = 1,6\mu\Delta = 1,6 \times 3,36 = 5,37$$

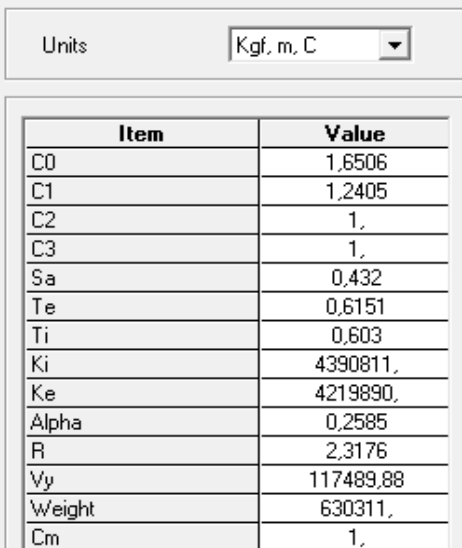
Hasil diatas menunjukkan bahwa $\mu\Delta$ aktual pada SRPMM masih lebih kecil dari pada $\mu\Delta$ desain maksimum yang disyaratkan ($\mu\Delta = 3,50$ untuk SRPMM) dan R aktual juga lebih kecil dari R desain (R=5,5 untuk SRPMM) sedangkan $\mu\Delta$ aktual pada SRPMK kurang dari pada $\mu\Delta$ desain maksimum yang disyaratkan ($\mu\Delta = 5,20$ untuk SRPMM) dan R aktual juga lebih kecil dari R desain (R=8,5 untuk SRPMK).

Perhitungan tersebut menunjukkan bahwa struktur bangunan gedung 3 lantai dengan dimensi tertentu pada wilayah gempa 4 jika direncanakan dengan SRPMM memenuhi syarat, sedangkan dengan untuk SRPMK (menggunakan dimensi yang sama), syarat daktilitas dan faktor reduksi tidak memenuhi persyaratan. Untuk metode SRPMK perlu dibuat penelitian lanjutan dengan perencanaan dimensi struktur bangunan yang langsing daripada menggunakan metode SRPMM.

Tabel 13. Hasil evaluasi perilaku seismik

Metode	$\mu\Delta$	R
SRPMM	3,36	5,37
SRPMK	3,36	5,37

4.11 Evaluasi Performance Point



Item	Value
C0	1,6506
C1	1,2405
C2	1,
C3	1,
Sa	0,432
Te	0,6151
Ti	0,603
Ki	4390811,
Ke	4219890,
Alpha	0,2585
R	2,3176
Vy	117489,88
Weight	630311,
Cm	1,

Gambar 17. Hasil perhitungan SRPMM pada *pushover curve* FEMA 356

$$K_i = 4390811 \text{ Kg/m}$$

$$K_e = 4219690 \text{ Kg/m}$$

$T_s = 0,5$ detik adalah waktu getar karakteristik dari kurva respon spektrum wilayah 4 dengan tanah keras dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

$$T_i = 0,558 \text{ detik}$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0,558 \sqrt{\frac{4390811}{4219690}} = 0,569$$

$$C_0 = 1,3 \text{ (Tabel 3.2 dari FEMA 356)}$$

$C_1 = 1,0$ ($T_e > T_s$); $C_2 = 1,0$ (Tabel 3-3 FEMA 356); $C_3 = 1,0$ (Perilaku pasca leleh adalah positif); $S_a = 0,42/T_e = 0,738$ (wilayah 4, tanah keras).

Maka target perpindahan diperoleh =

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g = 0,077 \text{ m}$$

Tabel 12. Distribusi sendi plastis pushover SRPMK

Pushover Curve - ACASE2												
Step	Displacement cm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoD	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	
0	0,001063	0,0000	622	0	0	0	0	0	0	0	622	
1	0,852893	37,4489	621	1	0	0	0	0	0	0	622	
2	2,865187	118,4701	537	85	0	0	0	0	0	0	622	
3	17,362328	276,3331	231	309	49	22	0	11	0	0	622	
4	29,557278	344,1536	158	324	75	17	0	48	0	0	622	
5	32,235438	351,5945	152	319	59	36	0	56	0	0	622	
6	32,416148	351,8437	151	320	57	38	0	56	0	0	622	
7	32,506058	351,9097	151	319	58	37	0	57	0	0	622	
8	32,628867	351,9580	150	319	59	34	0	60	0	0	622	

Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2002. Berdasarkan hasil analisa modal didapatkan peralihan atap maksimum arah X = 0,031. Simpangan ultimit yang terjadi pada atap:

Arah X = $\xi \cdot X$ [38]
 $\xi = 0,7$ R = $0,7 \cdot 5,5 = 3,95$; Jadi, simpangan ultimit arah x = $3,95 \cdot 0,031 = 0,122$ m

Units	Kgf, m, C
Item	Value
C0	1,6506
C1	1,2405
C2	1,
C3	1,
Sa	0,432
Te	0,6151
Ti	0,603
Ki	4390811,
Ke	4219890,
Alpha	0,2585
R	2,3176
Vy	117489,88
Weight	630311,
Cm	1,

Gambar 18. Hasil perhitungan SRPMK pada pushover curve FEMA 356

$K_i = 4390811$ Kg/m
 $K_e = 4219690$ Kg/m; $T_s = 0,5$ detik adalah waktu getar karakteristik dari kurva respon spektrum wilayah 4 dengan tanah keras dimana terdapat

transisi bagian akselerasi instan ke bagian kecepatan instan.

$T_i = 0,558$ detik

$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0,558 \sqrt{\frac{4390811}{4219690}} = 0,569$

$C_0 = 1,3$ (Tabel 3.2 dari FEMA 356)

$C_1 = 1,0$ ($T_e > T_s$); $C_2 = 1,0$ (Tabel 3-3 FEMA 356); $C_3 = 1,0$ (Perilaku pasca leleh adalah positif); $S_a = 0,42/T_e = 0,738$ (wilayah 4, tanah keras).

Maka target perpindahan diperoleh =

$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g = 0,077$ m

Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2002. Berdasarkan hasil analisa modal didapatkan peralihan atap maksimum arah X = 0,019. Simpangan ultimit yang terjadi pada atap: Arah X = $\xi \cdot X$ dimana: $\xi = 0,7$ R = $0,7 \cdot 5,5 = 3,95$. Jadi, simpangan ultimit arah x = $3,95 \cdot 0,019 = 0,075$ m

4.12 Evaluasi Kinerja

Tabel 13. Rangkuman target perpindahan SRPMM

Kriteria	Target Perpindahan Arah X (m)
	Koefisien perpindahan FEMA 273/356
Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2002	0,122

Tabel 13 menunjukkan target perpindahan maksimum untuk arah X sebesar 0,122 m (SNI 03-1726-2002). Saat terjadi target perpindahan maksimum arah X, struktur masih berkinerja *Intermediate Occupancy* yang artinya memenuhi kinerja yang diharapkan karena gedung berfungsi sebagai rumah toko.

Tabel 14. Rangkuman target perpindahan SRPMK

Kriteria	Target
	Perpindahan Arah X (m)
Koefisien perpindahan FEMA 273/356	0,077
Kinerja Batas Ultimit SNI 03-1726-2002	0,075

Tabel 14 menunjukkan dari kedua kriteria diatas diperoleh target perpindahan maksimum untuk arah X sebesar 0,075 m (FEMA 273/356). Saat terjadi target perpindahan maksimum arah X, struktur masih berkinerja *Intermediate Occupancy* yang artinya sudah memenuhi kinerja yang diharapkan karena gedung berfungsi sebagai rumah toko.

5. Simpulan

Simpulan dari perbandingan evaluasi kinerja bangunan gedung tahan gempa wilayah 4 antara metode SRPMM dan SRPMK.

1. Dua struktur dengan dimensi yang sama, mendapat perlakuan pembebanan gempa yang berbeda. Pada struktur SRPMM beban gempa yang diberikan lebih besar dibanding SRPMK, sesuai persyaratan SNI 1728-2002. Hasil penulangan geser untuk SRPMK jika dibandingkan SRPMM

adalah lebih besar, sedangkan penulangan lenturnya lebih kecil.

2. Baik struktur dengan metode SRPMM maupun SRPMK, sampai dengan peralihan sebesar 0,85 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori *Immediate Occupancy* (IO). Sedangkan pada step ke 2 dengan peralihan 2,86 cm distribusi sendi plastis masih berada pada kategori B-IO sesuai dengan peralihan yang tercapai. Sendi plastis mengalami *collapse* pada step ke 8 saat peralihan 32,62 cm. Hal ini menunjukkan bahwa gedung yang direncanakan sudah memenuhi kinerja yang diharapkan karena gedung berfungsi sebagai rumah toko.
3. Menurut peraturan SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 4.3.1 bahwa $\mu\Delta$ yang terjadi tidak boleh lebih dari $\mu\Delta$ yang direncanakan. Menurut Pasal 4.4.3, R yang terjadi tidak boleh lebih dari R pada persyaratan. Daktilitas dan faktor reduksi pada kedua metode adalah sama yaitu $\mu\Delta=3,36$ dan $R = 5,37$. Persyaratan SNI 03 – 1726 – 2002 untuk SRPMM adalah $\mu\Delta=3,5$ dan $R=5,5$; sedangkan untuk SRPMK ($\mu\Delta=5,2$ dan $R=8,5$). Jika dibandingkan antara hasil yang diperoleh dengan syarat SNI 03 – 1726 – 2002, menunjukkan bahwa nilai daktilitas dan faktor reduksi pada SRPMM memenuhi persyaratan, sedangkan pada SRPMK tidak memenuhi.
4. Daktilitas SRPMM memenuhi persyaratan SNI. Sedangkan SRPMK tidak memenuhi. Tidak memenuhinya daktilitas pada struktur SRP-

MK, diduga karena dimensi struktur yang digunakan pada kedua metode tersebut adalah sama. Seharusnya pada struktur SRPMK dibuat dimensi yang lebih langsing pada metode SRPMK, agar syarat daktilitas memenuhi. Dari Hipotesa ini, maka diperlukan studi/penelitian lanjutan untuk membandingkan jika digunakan dimensi struktur yang lebih langsing. Juga dihitung kebutuhan tulangan yang dibutuhkan.

Daftar Pustaka

- ASCE. 2000. FEMA 356-Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington: D.C.
- Badan Standar Nasional. 2002a. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002), Jakarta: BSN.
- Badan Standar Nasional. 2002b. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002), Jakarta: BSN.
- Dewobroto W., Evaluasi Baja Tahan Gempa dengan SAP-2000.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG) 1983, Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Hardiyatmo and H. Christady. 2011. Analisa dan Perencanaan Pondasi 2, Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Imran, Iswandi, Hendrik, dan Fajar. 2010. Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang, Bandung: Penerbit Bandung.
- Nawy, E. G, Tavio, Kusuma, dan Benny. 2010. Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1, Surabaya: ITS Press.
- Satyarno, Imam, Nawangalam, Purbolaras, Pratomo, dan Indra. 2011. Belajar SAP 2000 Seri 1, Yogyakarta: Zamil Publishing.
- Satyarno, Imam, Nawangalam, Purbolaras, Pratomo, dan Indra. 2011. Belajar SAP 2000 Seri 2, Yogyakarta: Zamil Publishing.
- Sosrodarsono S. dan K. Nakzawa. 2000. Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi.
- Wang, C. Kia, Salmon, C. G, Hariandja dan Binsar. 1990a. Disain Beton Bertulang Edisi Keempat Jilid 1, Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Wang, C. Kia, Salmon, C. G, Hariandja dan Binsar. 1990b. Disain Beton Bertulang Edisi Keempat Jilid 2, Jakarta: Penerbit Erlangga.