

BAB I PENDAHULUAN

Indonesia adalah negara yang rawan gempa. Paska gempa membuktikan bahwa masih banyak bangunan struktur beton dan baja yang mengalami kerusakan bahkan runtuh dan menyebabkan korban jiwa. Bangunan gedung dengan struktur baja masih jarang dijumpai di Indonesia karena mahal, namun diyakini tren di masa datang penggunaan struktur baja akan semakin banyak. Hal tersebut dikarenakan keunggulan struktur baja yang cepat dan efisien dalam proses pengkonstruksian. Bangunan baja yang akan dibangun di masa datang tentunya diharapkan dapat memenuhi persyaratan perencanaan bangunan baja tahan gempa seperti SNI 03-1729-2002 dan SNI 03-1726-2002.

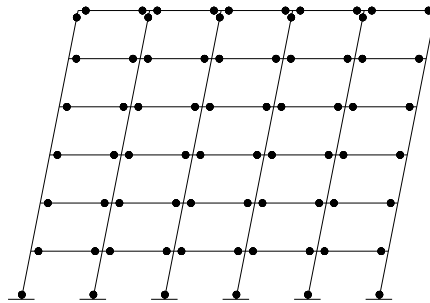
SNI 03-1729-2002 tentang tata cara perencanaan struktur baja untuk gedung, mengatur mengenai perencanaan tahan gempa untuk struktur bangunan baja. Pasal 15 mengatur mengenai persyaratan desain yang meliputi kuat nominal lentur, kuat geser balok dan kolom, simpangan antar lantai, dan deformasi inelastis pada suatu portal. Faktor-faktor ini nantinya akan mempengaruhi kinerja bangunan secara keseluruhan ketika menerima beban gempa. Masih di dalam pasal yang sama, SNI 03-1729-2002 juga mengklasifikasikan beberapa macam sistem struktur penahan beban gempa, yang meliputi:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Sistem Rangka Pemikul Momen Terbatas (SRPMT)
- Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
- Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK)
- Sistem Rangka Bresing Konsentris Khusus (SRBKK)
- Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE)

Penelitian ini hanya akan memfokuskan pada prosedur desain dan pengujian kinerja SRPMK yang merupakan sistem yang paling banyak dipakai di Indonesia. SRPMK didefinisikan sebagai sistem rangka yang diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar ketika dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. Salah satu syarat yang terkandung di dalamnya adalah struktur harus mampu menunjukkan rotasi inelastis sekurang-kurangnya 0,03 radian pada semua sambungan balok – kolom.

Di sisi yang lain, SNI 03-1726-2002 mengenai tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, menjelaskan ketentuan-ketentuan mengenai pengelompokan gedung beraturan dan tidak beraturan, daktilitas struktur, pembebanan gempa nominal, wilayah gempa Indonesia beserta respons spektrum gempa untuk masing-masing wilayah, kinerja struktur gedung, dan lain-lain. Dalam pasal 4.5, pola keruntuhan yang diharapkan terjadi saat bangunan dikenai beban gempa adalah *side sway mechanism* (Gambar 1.1). Pola keruntuhan ini mensyaratkan sendi-sendi plastis hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok, ujung bawah kolom lantai terbawah dan ujung atas kolom lantai teratas. Untuk mencapai pola keruntuhan tersebut, kolom harus didesain lebih kuat dari balok-

balok yang merangkainya atau yang biasa dikenal dengan istilah *strong column weak beam*.



Gambar 1.1. *Side Sway Mechanism*

Untuk menjamin kondisi *strong column weak beam* maka perbandingan momen kolom terhadap momen balok harus memenuhi persyaratan sesuai SNI 03-1729-2002 pasal 15.7-4:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (1.1)$$

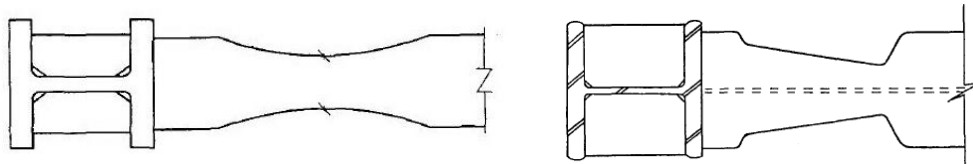
dimana $\sum M_{pc}^*$ adalah jumlah momen-momen kolom di bawah dan di atas sambungan pada pertemuan antara as kolom dan as balok. $\sum M_{pb}^*$ adalah jumlah momen-momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom.

Pada penelitian sebelumnya, Budiharjo dan Santoso (2007) telah melakukan pengujian kinerja struktur baja dengan SRPMK yang didesain berdasarkan wilayah 2 peta gempa Indonesia. Penelitian ini menyimpulkan bahwa pada bangunan 4-, 8-, dan 12-lantai, berat profil balok dan kolom yang terpakai cenderung besar akibat banyaknya persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi seperti syarat kapasitas, kekompakan penampang, *drift*, dan *strong column weak beam*. Selain itu masih terjadi sendi plastis pada kolom walaupun kolom sudah memenuhi syarat-syarat yang ditetapkan, dan *drift* terlalu besar.

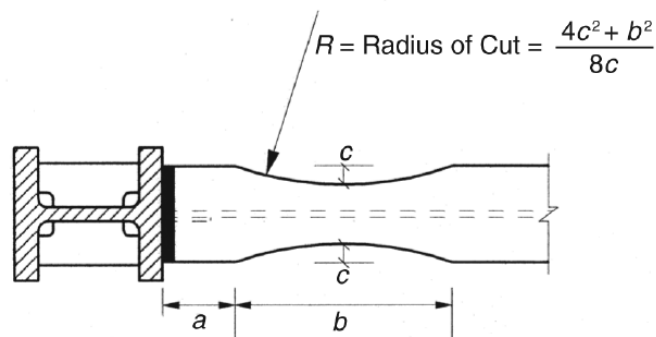
Pada skala internasional, sejumlah penelitian setelah gempa Northridge (1994) menunjukkan bahwa sambungan baut dan las pada SRPMK baja belum cukup untuk menjamin pola keruntuhan *strong column weak beam* seiring dengan terjadinya sendi plastis pada kolom yang mengakibatkan kegagalan pada sambungan (Engelhardt et al, 1999). Menanggapi hal tersebut, dikembangkan konsep baru untuk menggeser sendi plastis sejauh mungkin dari muka kolom dan menjamin kolom tetap elastis. Karena hal itulah maka diperlukan suatu modifikasi pada SRPMK baja agar kinerjanya menjadi lebih baik. Salah satu modifikasi yang dapat dipilih adalah digunakannya *Reduced Beam Section* (RBS).

Reduced Beam Section (RBS) adalah modifikasi pada bagian balok dengan memberikan pengurangan luasan sejarak tertentu dari tumpuan sehingga kapasitas

momen tumpuan yang terjadi pada bagian balok dapat berkurang. Dengan demikian kebutuhan momen kolom yang didesain berdasarkan persyaratan SNI 03-1729-2002 pasal 15.7-4 dapat menjadi lebih kecil. Model dari RBS yang dapat digunakan antara lain *Radius Cut RBS* dan *Tapered Cut RBS* (Gambar 1.2). Adapun geometri dari *Radius Cut RBS* menurut *American Institute of Steel Construction AISC 358-05 (2005)* dapat dilihat pada Gambar 1.3.



Gambar 1.2. *Radius Cut RBS Moment Connection* (kiri) dan *Tapered Cut RBS Moment Connection* (kanan)



Gambar 1.3. Geometri dari *Radius Cut RBS Moment Connection*

Engelhardt et al (1999) melaporkan bahwa kinerja struktur baja SRPMK yang menggunakan RBS memiliki kinerja lebih baik dibandingkan struktur baja SRPMK menggunakan profil biasa. Dalam konteks Indonesia, Budiharjo dan Santoso (2007) melaporkan 2 kelemahan utama SRPMK baja di wilayah 2 peta gempa Indonesia yang direncanakan sesuai SNI 03-1729-2002, yaitu: sulitnya menemukan ukuran profil kolom untuk menjamin mekanisme *strong column weak beam* dan buruknya kinerja struktur akibat *drift* yang terlalu besar. Oleh sebab itu, diperlukan penelitian lebih lanjut mengenai penggunaan RBS pada SRPMK baja di Indonesia. Apakah pola keruntuhan *strong column weak beam* pada SPRMK baja yang didesain berdasarkan SNI 03-1729-2002 pada wilayah 2 gempa Indonesia dapat terjamin? Apakah tingkat kinerjanya sudah sesuai seperti yang diharapkan? Apakah RBS mampu menghasilkan efisiensi dalam perencanaan strukturnya?

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. *Reduced Beam Section (RBS)*

Reduced Beam Section (RBS) merupakan *modifikasi penampang balok* dengan memberikan pengurangan luasan sayap sejarak tertentu dari tumpuan. Proses pengurangan ini dilakukan sedemikian rupa sehingga segala proses pelelehan dan sendi plastis terjadi pada bagian RBS ini. Selain itu, pengurangan luasan tersebut juga berperan dalam mengurangi momen pada kolom sekaligus mengontrol terjadinya deformasi inelastis pada kolom.

Mengingat desain RBS belum diatur dalam SNI 03-1729-2002, maka penelitian ini menggunakan standar AISC 358-05 sebagai acuan dalam desain RBS. Adapun prosedur desain RBS berdasarkan AISC 358-05 pasal 5 adalah sebagai berikut:

1. Penentuan geometri RBS (Gambar 2.1) dibatasi :

$$0,5 b_f \leq a \leq 0,75 b_f \quad (2.1)$$

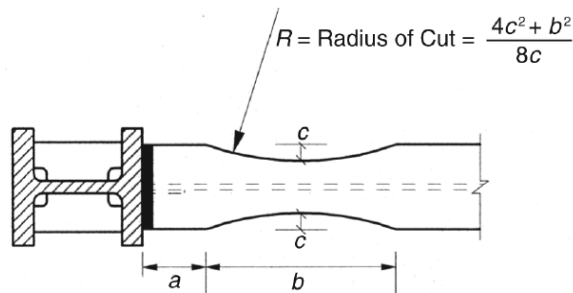
$$0,65 d \leq b \leq 0,85 d \quad (2.2)$$

$$0,1 b_f \leq c \leq 0,25 b_f \quad (2.3)$$

dimana:

b_f = lebar sayap balok

d = tinggi balok



Gambar 2.1 Geometri RBS Berdasarkan AISC 358-05

2. Perhitungan modulus plastis pada penampang minimum dari RBS

$$Z_e = Z_x - 2ct_{bf} (d - t_{bf}) \quad (2.4)$$

dimana:

Z_e = modulus plastis balok pada area penampang minimum dari RBS (mm^3)

Z_x = modulus plastis balok tanpa RBS (mm^3)

t_{bf} = tebal sayap balok (mm)

3. Perhitungan momen maksimum pada daerah sendi plastis yang letaknya pada bagian penampang minimum dari RBS:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (2.5)$$

dimana:

C_{pr} = faktor untuk menghitung kekuatan ultimate dari koneksi, termasuk akibat *strain hardening*, *local restraint*, *additional reinforcement*, bergantung dari keadaan koneksi. Dalam AISC 358-05 dinyatakan standar dari nilai C_{pr} :

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1,2 \quad (2.6)$$

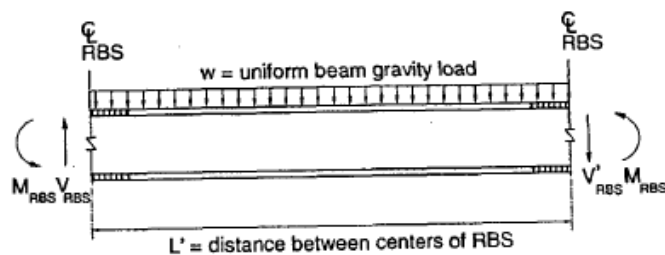
dimana:

F_y = tegangan leleh minimum (N/mm^2)

F_u = tegangan pada saat *strain hardening* (N/mm^2)

R_y = rasio dari tegangan leleh yang diharapkan dibanding tegangan leleh minimum diambil sebesar 1,5 untuk baja A36 atau BJ 37

4. Perhitungan gaya geser pada bagian tengah RBS (V_{RBS}). Gaya geser tersebut dapat dihitung dengan memperhitungkan pengaruh momen leleh pada bagian tengah RBS (M_{RBS}) dan pengaruh geser dari kombinasi gaya gravitasi (w) dan gaya gempa. Menurut AISC 358-05, kombinasi pembebanan yang digunakan adalah $1,2D + f_1L + 0,2S$. Gambar 2.2 menunjukkan *freebody* yang digunakan untuk mencari nilai V_{RBS} .



Gambar 2.2 Diagram *Freebody* untuk Menentukan Nilai V_{RBS}

Faktor f_1 merupakan faktor beban untuk *live load*, dan diambil tidak lebih kecil dari 0,5. Rumus dari gaya geser pada bagian tengah RBS tersebut dapat ditulis sebagai berikut:

$$V_{RBS} = \frac{2 M_{RBS}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad (2.7)$$

$$V'_{RBS} = \frac{2 M_{RBS}}{L'} - \frac{wL'}{2} \quad (2.8)$$

dimana:

L' = jarak antara bagian tengah RBS

5. Perhitungan momen maksimum yang mungkin terjadi pada muka kolom. Momen maksimum yang mungkin terjadi pada muka kolom dapat dihitung dari diagram *free body* dari momen di tengah RBS seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.3. Berdasarkan diagram *free body*, momen pada muka kolom adalah sebagai berikut :

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h \quad (2.9)$$

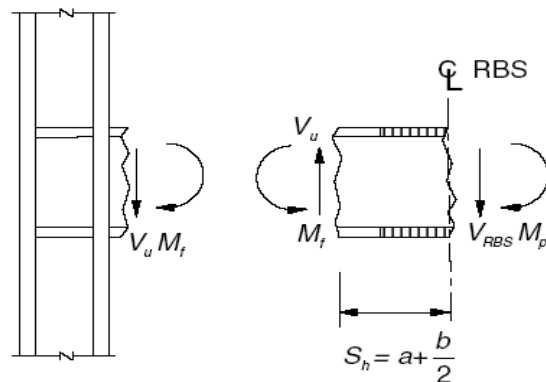
dimana :

M_f = momen maksimum yang mungkin terjadi pada muka kolom (N-mm)

M_{pr} = momen plastis yang mungkin terjadi (N-mm)

V_{RBS} = gaya geser maksimum dari dua gaya geser di tengah RBS di tiap ujung balok (N)

S_h = $a + b/2$ (mm)



Gambar 2.3 Diagram *Freebody* untuk Menentukan nilai M_f

6. Menghitung momen plastis pada balok berdasarkan tegangan leleh yang diharapkan :

$$M_{pe} = Z_b R_y F_y \quad (2.10)$$

dimana :

M_{pe} = momen plastis berdasarkan tegangan leleh yang diharapkan (N-mm)

Z_b = modulus penampang plastis (mm^3)

R_y = rasio dari tegangan leleh yang diharapkan dibanding tegangan leleh minimum

F_y = tegangan leleh minimum (MPa)

7. Periksa M_f harus kurang daripada $\Phi_d M_{pe}$. Jika hasilnya tidak memenuhi maka nilai c harus ditingkatkan atau mengurangi nilai dari a dan b .

$$M_f \leq \Phi_d M_p \quad (2.11)$$

dimana :

M_f = momen maksimum yang mungkin terjadi pada muka kolom (N-mm)

Φ_d = faktor reduksi untuk daktilitas maksimum

M_{pe} = momen plastis berdasarkan tegangan leleh yang diharapkan (N-mm)

8. Menghitung gaya geser ultimit dari balok.

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L'} + V_{grav} \quad (2.12)$$

dimana :

V_u = gaya geser ultimate balok

L' = jarak antara titik tengah RBS (mm)

V_{grav} = gaya geser balok dari $1,2D + 1,6L + 0,2S$

9. Pembatasan terhadap tebal sayap kolom.

Tebal sayap kolom harus memenuhi :

$$t \geq (d_z + w_z)/2 \quad (2.13)$$

dimana :

t = tebal sayap kolom (mm)

d_z = tebal panel zone (mm)

w_z = lebar panel zone (mm)

10. Menghitung perbandingan rasio momen kolom terhadap balok

$$\Sigma M_{pb} \approx \Sigma (M_{pr} + M_v) \quad (2.14)$$

dimana:

M_{pr} = Momen plastis yang mungkin terjadi (N-mm)

M_v = $V_{RBS} (a + b/2 + d_c/2)$

V_{RBS} = Gaya geser maksimum dari dua gaya geser di tengah RBS di tiap ujung balok (N)

d_c = tinggi kolom (mm)

Berdasarkan Persamaan (5) dan (14) didapatkan Persamaan (15) :

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (C_{pr} R_y f_y Z_e + V_{RBS} X s) \quad (2.15)$$

dimana:

ΣM_{pb}^* = Jumlah momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom

s = $a + b/2 + d_c/2$

= jarak dari penampang minimum RBS ke as kolom

2.2. Desain Kapasitas Berdasarkan SNI 03-1729-2002

Secara umum, semua komponen balok dan kolom harus memenuhi persamaan-persamaan sebagai berikut:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.16)$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.17)$$

$$N_u \leq \phi N_n \quad (2.18)$$

di mana:

M_u = momen lentur terfaktor

ϕM_n = momen lentur nominal balok dengan ϕ diambil sebesar 0,9 (SNI 03-1729-2002 tabel 6.4-2)

V_u = gaya geser terfaktor

ϕV_n = kuat geser nominal balok dengan ϕ diambil sebesar 0,9 (SNI 03-1729-2002 tabel 6.4-2)

N_u = gaya aksial terfaktor

ϕN_n = kuat nominal penampang kolom dengan ϕ diambil sebesar 0,85 untuk aksial tekan dan 0,9 untuk aksial tarik. (SNI 1729- 2002 tabel 6.4-2)

2.2.1. Perencanaan Balok

Pada saat mendesain balok, profil terpilih dihitung kapasitasnya dengan rumus interaksi. Karena gaya aksial yang bekerja pada balok dapat diabaikan, maka interaksi yang menentukan adalah interaksi antara momen dengan geser (SNI 03-1729-2002 pasal 8.9.3). Interaksi tersebut dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375 \quad (2.19)$$

2.2.2. Perencanaan Kolom

Kolom merupakan elemen pemikul beban lateral yang utama. Gaya lateral memberikan efek momen yang lebih dominan dibanding efek gaya aksial. Di samping itu, kolom juga menerima beban gravitasi yang berasal dari balok, akibat beban gravitasi ini kolom menerima beban aksial yang lebih dominan dibanding momen. Secara umum, kolom akan menerima beban kombinasi antara beban gravitasi dan beban lateral sehingga kolom perlu direncanakan terhadap interaksi antara momen dengan aksial. Rumus interaksi (berdasarkan SNI 1729-2002 pasal 7.4.3.3) untuk memeriksa kapasitas kolom dapat dilihat pada Persamaan 2.22, dan 2.23 sebagai berikut:

Bila $\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2$ maka

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (2.20)$$

Bila $\frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2$ maka

$$\frac{N_u}{2\phi N_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad (2.21)$$

2.3. Perencanaan Berbasis Kinerja

Dalam perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*), kinerja struktur akibat berbagai level gempa diukur dari parameter *drift* dan *damage index*. Ada berbagai macam standar kinerja struktur yang diusulkan oleh berbagai institusi di dunia. Untuk struktur baja, salah satu yang banyak digunakan adalah Vision 2000 (SEAOC, 1995) dan FEMA 350 (2005). Bentuk matrik kinerja struktur menurut Vision 2000 dan FEMA 350 dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Matrik Kinerja Struktur

		<i>Earthquake Performance Level</i>		
		<i>Serviceability Limit State</i>	<i>Damage Control Limit State</i>	<i>Safety Limit State</i>
<i>Earthquake Design Level</i>	<i>Minor (100 years)</i>	✓	✖	✖
	<i>Moderate (500 years)</i>	○	✓	✖
	<i>Severe (1000 years)</i>	✧	○	✓
<i>Max. Drift (Vision 2000)</i>		0,50%	1,50%	2,50%
<i>Max. Damage Index (FEMA 350)</i>		0,33	0,50	1.00
✓ <i>Basic Objective</i> ○ <i>Essential Objective</i> ✧ <i>Safety Objective</i> ✖ <i>Unacceptable</i>				

BAB III TUJUAN DAN MAFAAT PENELITIAN

3.1. Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini adalah:

- Meneliti kinerja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan menggunakan *RBS* yang didesain berdasarkan SNI 03-1729-2002 dan AISC 358-05 jika dikenai beban gempa di wilayah 2 peta gempa Indonesia.
- Memberikan masukan untuk SNI 03-1729-2002 mengenai tata perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung di masa yang akan datang.

3.2. Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah:

Bagi kalangan akademisi dan praktisi:

- Membuka wawasan mengenai penggunaan *Reduced Beam Section* (RBS) dan prospek penggunaannya pada masa mendatang.
- Memberikan informasi mengenai kinerja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang diatur dalam SNI 03-1729-2002 pasal 15.7 terutama jika menggunakan RBS.
- Memberikan panduan perencanaan SRPMK yang menggunakan RBS.

Bagi Badan Standarisasi Nasional:

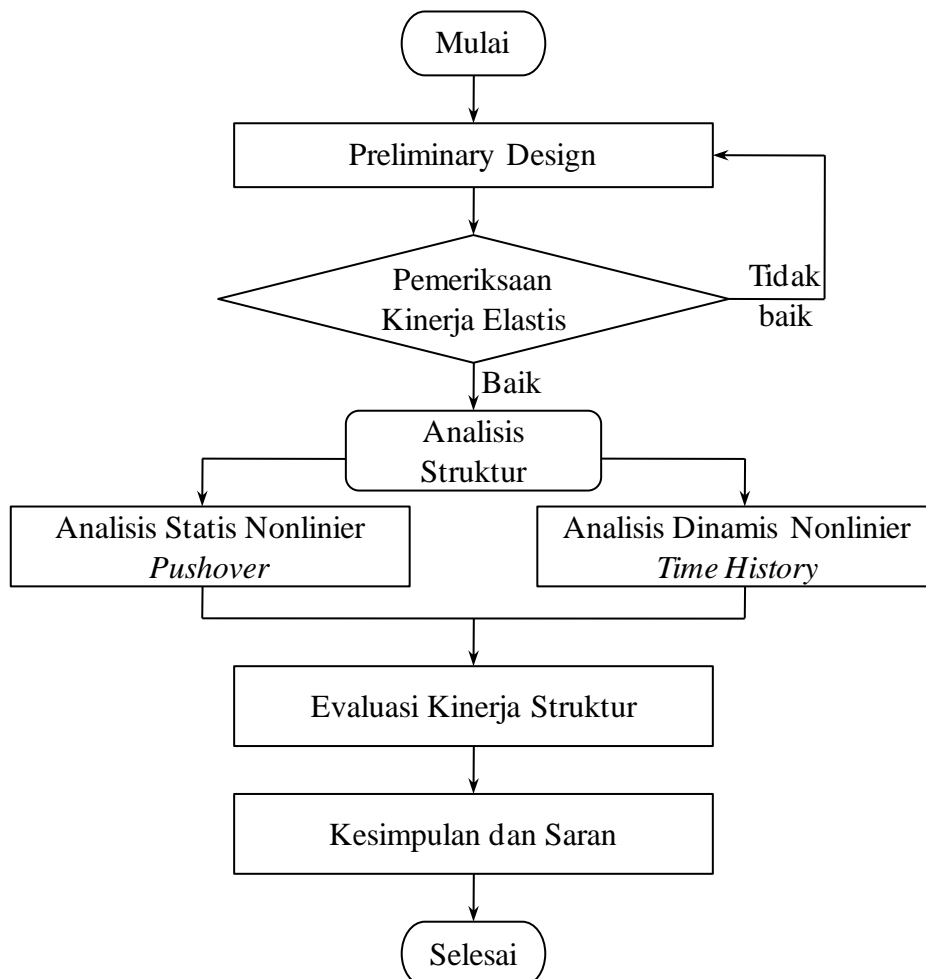
- Memberikan masukan bagi SNI 03-1729-2002 tentang tata cara perencanaan struktur baja untuk gedung sehubungan dengan penggunaan RBS.

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1. Pendahuluan

Bagian ini membahas mengenai metodologi penelitian yang dimulai dengan perencanaan struktur baja sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus tahan gempa sesuai SNI 03-1729-2002 dan SNI 03-1726-2003. Struktur diperiksa terhadap persyaratan-persyaratan kinerja pada fase elastis yaitu *drift* dan rotasi maksimum. Untuk mendapatkan kinerja struktur selanjutnya dilakukan analisis statis nonlinier *pushover* (ATC-40, 1997) dan dinamis nonlinier *time history* (Carr, 2001). Berdasarkan kedua metode analisis tersebut peneliti melakukan evaluasi tingkat kinerja struktur berdasarkan standar Vision 2000 (SEAOC, 1995) dan FEMA 350 (SAC, 2000) untuk menarik kesimpulan dan merekomendasikan masukan penting bagi perkembangan perencanaan struktur baja di Indonesia.

Secara garis besar metode penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1

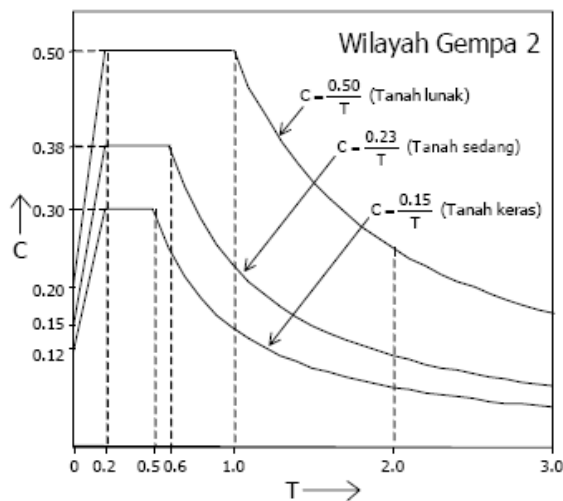


Gambar 4.1 Diagram Alir Metodologi Penelitian

4.2. Perencanaan SRPMK

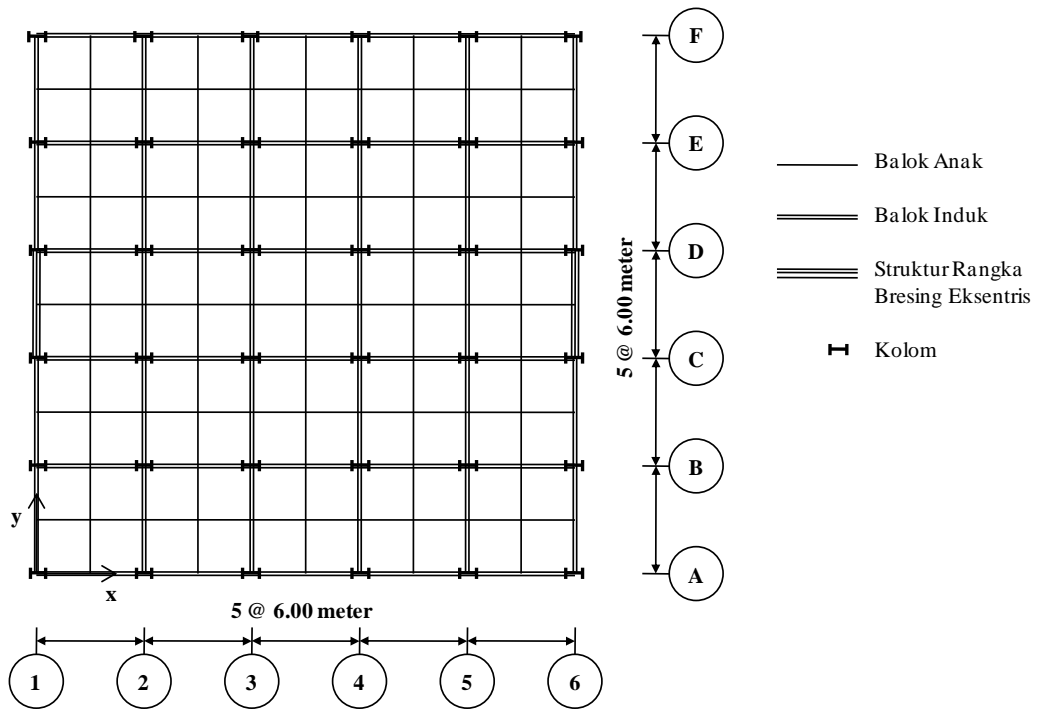
Beberapa asumsi yang dipergunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut:

- Konfigurasi bangunan yang dipilih adalah beraturan dan tipikal terdiri dari 4-, 8-, dan 12-lantai yang direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menurut SNI 03-1729-2002. Pelat lantai terbuat dari beton bertulang.
- Tinggi lantai pertama 4,0 meter, sedangkan tinggi lantai tipikal di atasnya adalah 3,5 meter. Struktur memiliki 5 bentang dalam arah-x dan-y, panjang masing-masing bentang adalah 6 meter.
- Pemilihan bangunan dengan 4-, 8- serta 12-lantai yaitu untuk mewakili *medium rise building*. Sedangkan panjang bentang dipilih 6 meter, untuk mengefisienkan penggunaan profil baja.
- Mutu beton dan mutu baja diambil masing-masing 25 MPa dan 240 MPa (Baja BJ37)
- Ketiga struktur berdiri di atas tanah lunak di wilayah 2 peta gempa Indonesia yang memiliki respons spektrum seperti pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2 Respons Spektrum Gempa Rencana

- Fungsi gedung untuk perkantoran dengan denah seperti pada Gambar 4.3.
- Sistem lantai adalah beton bertulang dengan tebal 12 cm, yang didukung oleh balok anak setiap jarak 3 m untuk arah-x dan -y.
- Bangunan hanya ditinjau dalam arah-x saja yaitu sumbu kuat penampang kolom, sedangkan untuk arah-y diasumsikan menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentris yang memiliki kekakuan lebih besar daripada arah-x (Gambar 4.3)
- Perencanaan balok dan kolom menggunakan metode *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) menurut SNI 03-1729-2002.
- Desain *Reduced Beam Section* berdasarkan AISC 358-05.



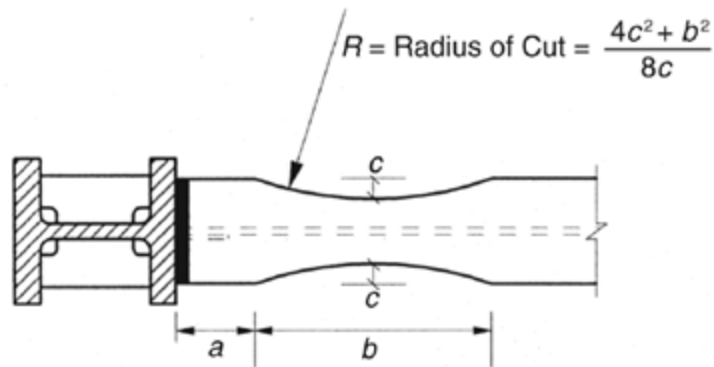
Gambar 4.3 Denah Bangunan 4-, 8- dan 12-Lantai

Pemodelan struktur adalah sebagai berikut:

- Struktur dimodelkan sebagai bangunan tiga dimensi struktur rangka baja menggunakan ETABS v9.6.0 (CSI, 2005)
- Ditinjau 1 arah, yaitu arah arah-x. Sedangkan pada arah-y diberi *bracing* pada bagian portal eksterior, sehingga ragam pertama struktur dominan pada arah-x
- Struktur balok induk yang ditinjau hanya menggunakan RBS pada arah-x
- Sambungan balok-kolom diasumsikan cukup kaku dan memiliki *rigid end factor* sebesar 0,5.
- Balok anak yang terpasang saling tegak lurus. Balok anak dengan panjang bentang 3 m dianggap menumpu balok anak dengan panjang bentang 6 m. Sambungan balok anak ke balok induk adalah sambungan sendi.
- Dalam penelitian ini, nilai a, b diambil nilai tengah dari persyaratan geometri AISC 358-05 (Gambar 4.4), sedangkan nilai c diambil sesuai dengan *default* program ETABS v9.6.0.

di mana:

- a = jarak dari muka kolom ke tepi awal RBS = $0,625b_f$
- b = panjang RBS = $0,75d$
- c = adalah kedalaman bagian penampang minimum RBS = $0,20b_f$
- b_f = lebar sayap profil WF
- d = tinggi profil WF



Gambar 4.4 Spesifikasi RBS yang Digunakan

Pembebanan struktur meliputi:

- Beban mati dan beban hidup untuk gedung perkantoran sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983).
- Beban gempa menggunakan respons spektrum gempa rencana untuk wilayah 2 peta gempa Indonesia sesuai dengan SNI 03-1726-2002 yang diekuivalenkan menjadi beban statis.

4.3. Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan 2 (dua) metode yang berbeda, yaitu secara statis dan dinamis. Kedua metode analisis adalah:

- Analisis statis *pushover* non-linier menggunakan bantuan program ETABS v9.6.0. (CSI, 2005)
- Analisis dinamis *time history* non-linier menggunakan bantuan program RUAUMOKO 3D (Carr, 2001) dengan rekaman gempa El-Centro 18 Mei 1940 N-S yang dimodifikasi respons spektrumnya sesuai dengan wilayah 2 peta gempa Indonesia (Lumantarna dan Lukito, 1997). Gempa ditinjau dalam 3 periode ulang, yaitu 100, 500 dan 1000 tahun (SEAOC, 1995)

Hubungan momen-kurvatur penampang balok dan kolom ditentukan menggunakan program XTRACT v3.0.5 (Imbsen and Chadwell, 2004). Parameter yang dipergunakan untuk mengukur kinerja struktur adalah *drift* dan *damage index* maksimum bangunan.

4.4. Evaluasi Kinerja Struktur

Berdasarkan analisis statis nonlinier *pushover* dan dinamis nonlinier *time history* maka dapat diketahui hal-hal sebagai berikut:

1. Seberapa besar simpangan antar lantai dan *drift* maksimum yang terjadi untuk setiap struktur.
2. Riwayat terbentuknya sendi-sendi plastis pada balok dan kolom sehingga dapat diperiksa apakah:
 - a. struktur sudah mengalami mekanisme keruntuhan yang aman yaitu *side sway mechanism*,
 - b. kriteria *strong column weak beam* sudah dipenuhi atau tidak.
3. Seberapa besar *damage index* yang terjadi pada sendi-sendi plastis yang terbentuk.

Data-data *drift* dan *damage index* maksimum untuk setiap elemen struktur selanjutnya diplot dalam matrik kinerja struktur. Untuk *drift* digunakan Vision 2000, sedangkan untuk *damage index* digunakan FEMA 350.

4.5. Pengambilan Kesimpulan dan Saran

Berdasarkan evaluasi yang dilakukan pada bagian 4.4, maka peneliti dapat menarik kesimpulan dan mengusulkan hal-hal penting untuk penelitian berikutnya.

BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1. Hasil Perencanaan

Hasil *preliminary design* berupa dimensi balok dan kolom untuk struktur 4-, 8-, dan 12-lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1- 5.3.

Tabel 5.1 Dimensi Balok-Kolom Struktur 4-lantai

Struktur 4-lantai			
Balok Anak 3 m	WF150x100x6x9 (arah-x)		
Balok Anak 6 m	WF350x175x7x11 (arah-y)		
Balok Induk	Eksterior	Interior	
Lantai-1	WF350x175x7x11	WF350x175x7x11	
Lantai-2			
Lantai-3			
Lantai-4			
Kolom	Eksterior	Interior	Sudut
Lantai-1	WF500x200x10x16	600x200x11x17	450x200x9x14
Lantai-2		500x200x10x16	
Lantai-3	WF450x200x9x14	400x200x8x13	400x200x8x13
Lantai-4			

Tabel 5.2 Dimensi Balok-Kolom Struktur 8-lantai

Struktur 8-lantai			
Balok Anak 3 m	WF150x100x6x9 (arah-x)		
Balok Anak 6 m	WF350x175x7x11 (arah-y)		
Balok Induk	Eksterior	Interior	
Lantai-1	WF350x175x7x12	WF350x175x7x11	
Lantai-2			
Lantai-3			
Lantai-4			
Lantai-5			
Lantai-6			
Lantai-7			
Lantai-8			
Kolom	Eksterior	Interior	Sudut
Lantai-1	600x300x12x20	700x300x13x24	600x200x11x17
Lantai-2		600x300x12x20	
Lantai-3	600x200x11x17	600x200x11x17	500x200x10x16
Lantai-4			
Lantai-5	500x200x10x19	500x200x10x16	400x200x8x13
Lantai-6			
Lantai-7	450x200x9x14	450x200x9x14	400x200x8x13
Lantai-8			

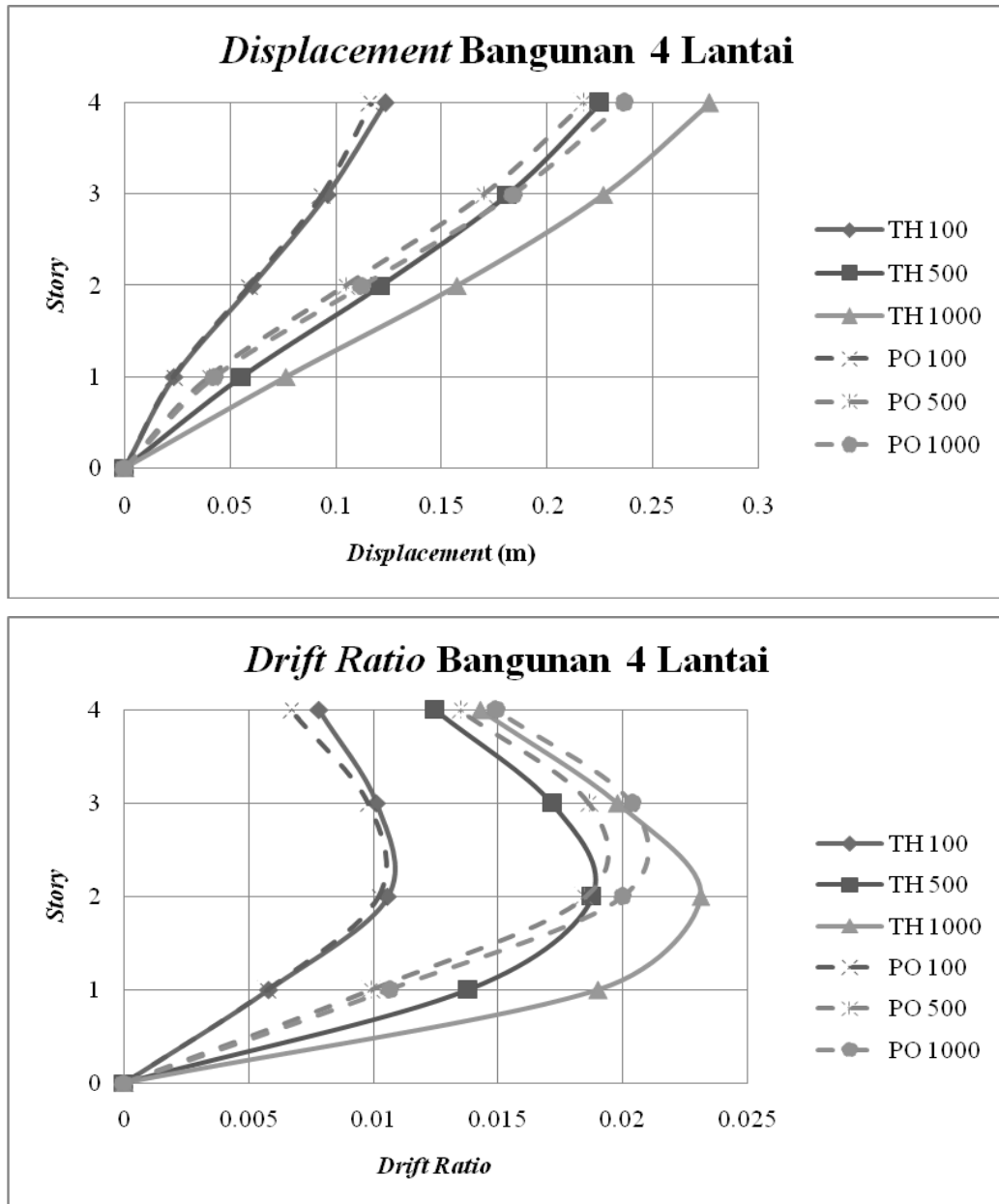
Tabel 5.3 Dimensi Balok-Kolom Struktur 12-lantai

Struktur 12-lantai			
Balok Anak 3 m	WF150x100x6x9 (arah-x)		
Balok Anak 6 m	WF350x175x7x11 (arah-y)		
Balok Induk	Eksterior	Interior	
Lantai-1	WF350x175x7x12	WF350x175x7x11	
Lantai-2			
Lantai-3			
Lantai-4			
Lantai-5			
Lantai-6			
Lantai-7			
Lantai-8			
Lantai-9			
Lantai-10			
Lantai-11			
Lantai-12			
Kolom	Eksterior	Interior	Sudut
Lantai-1	700x300x13x24	800x300x14x26	600x300x12x20
Lantai-2			
Lantai-3			
Lantai-4			
Lantai-5		700x300x13x24	600x300x12x20
Lantai-6			
Lantai-7			
Lantai-8			
Lantai-9			
Lantai-10			
Lantai-11			
Lantai-12			
	600x300x12x20	600x300x12x20	600x200x11x17

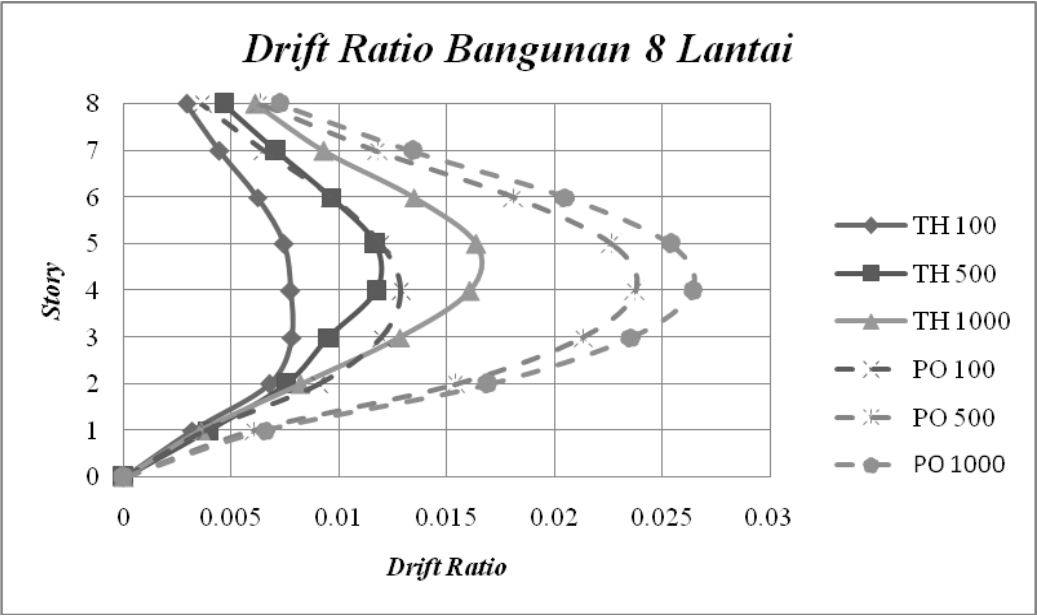
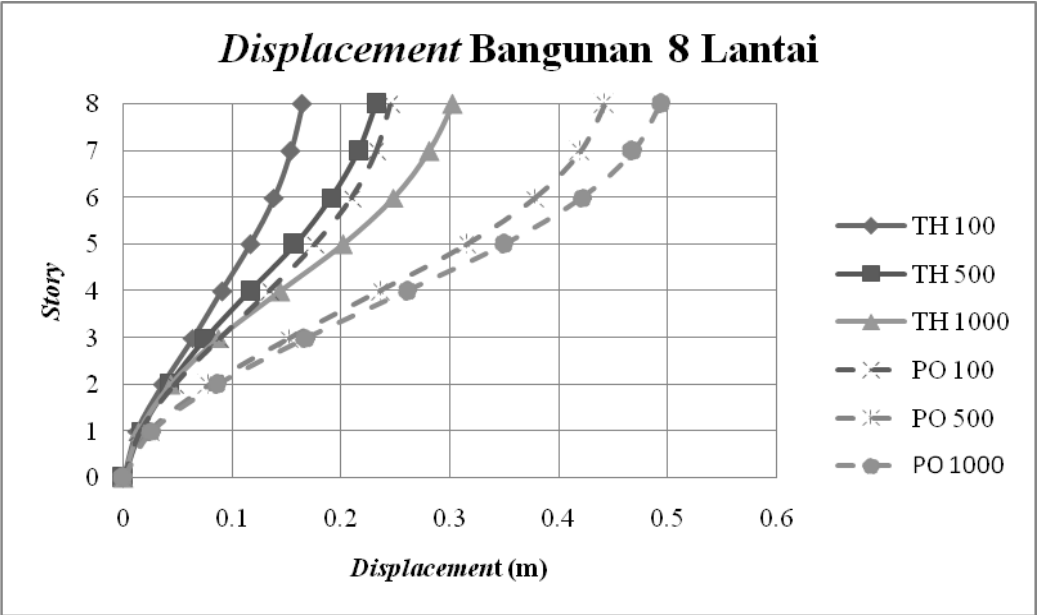
Pemeriksaan kinerja struktur dalam fase elastis menunjukkan bahwa struktur sudah memenuhi persyaratan *drift* dan rotasi maksimum sebagaimana ditentukan dalam SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1729-2002 (Limongan dan Leonanta, 2010).

5.2. Hasil Analisis

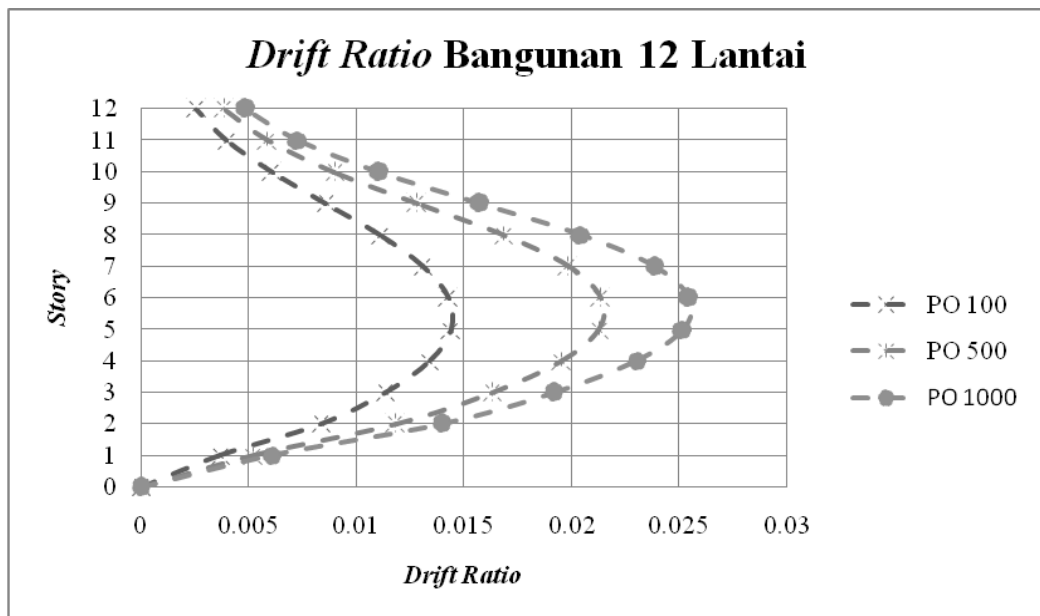
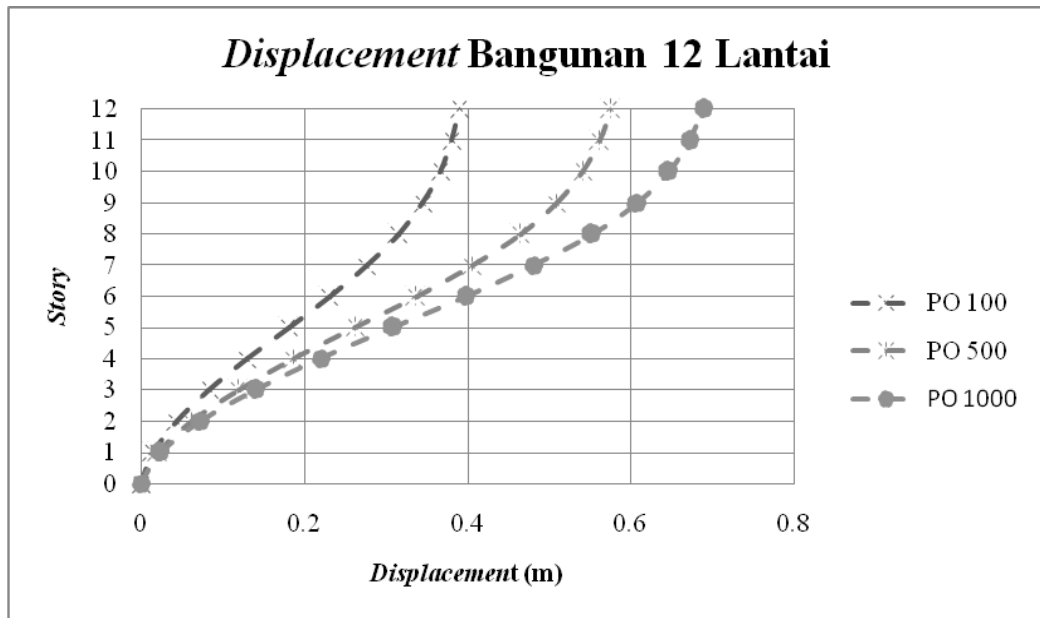
Performance point dari analisis statis nonlinier *pushover* selengkapnya dapat dilihat pada Limongan dan Leonanta (2010). Berdasarkan *performance point* tersebut, dapat diketahui nilai *drift* seperti ditampilkan pada Gambar 5.1 – 5.3 bersama-sama dengan hasil analisis dinamis nonlinier *time history*. Notasi PO dan TH menunjukkan *pushover* dan *time history*, sedangkan angka di belakangnya menunjukkan periode ulang gempa (dalam satuan tahun).



Gambar 5.1 Displacement dan Drift Bangunan 4-lantai



Gambar 5.2 Displacement dan Drift Bangunan 8-lantai



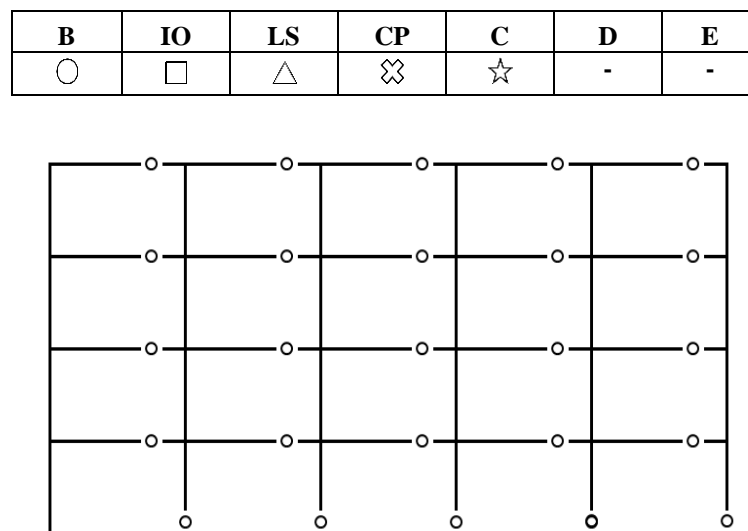
Gambar 5.3 *Displacement* dan *Drift* Bangunan 12-lantai

Berdasarkan *drift* bangunan, kedua analisis tersebut menunjukkan beberapa hal penting, yaitu :

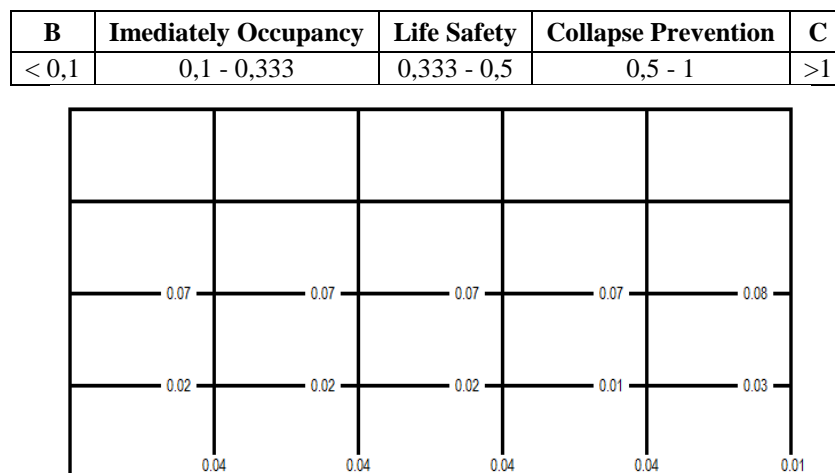
1. Untuk bangunan 8-lantai, *displacement* yang terjadi pada lantai-lantai dasar (Lantai 1 – lantai 3) cenderung mirip antara analisis *pushover* dan *time history*, namun terjadi relatif berbeda pada beberapa lantai di bagian atas.
2. *Drift ratio* untuk setiap bangunan menunjukkan pola yang sama, baik analisis *pushover* maupun *time history*, *drift ratio* menjadi besar pada lantai-lantai di pertengahan tinggi bangunan. Analisis *pushover* pada bangunan 4-lantai menunjukkan *drift ratio* yang lebih kecil dibanding analisis *time history*.

Sedangkan pada bangunan 8-lantai analisis *pushover* menunjukkan *drift ratio* yang lebih besar dibanding analisis *time history*.

Analisis *pushover* dan *time history* juga dapat menunjukkan lokasi-lokasi terjadinya sendi plastis pada elemen balok dan kolom beserta angka *damage index*-nya. Pada saat *performance point*. Analisis *pushover* tidak dapat memberikan angka *damage index* yang terjadi secara eksak, namun hanya memberikan kisaran nilai *damage index* berdasarkan batas yang telah ditentukan (pada penelitian ini digunakan batasan *damage index* sesuai FEMA 350). Lokasi terjadinya sendi-sendi plastis pada portal eksterior dan interior bangunan 4-,8- dan 12-lantai akibat gempa wilayah 2 peta gempa Indonesia dengan periode ulang 100, 500, dan 1000 tahun dapat dilihat pada Gambar 5.4 – 5.33.

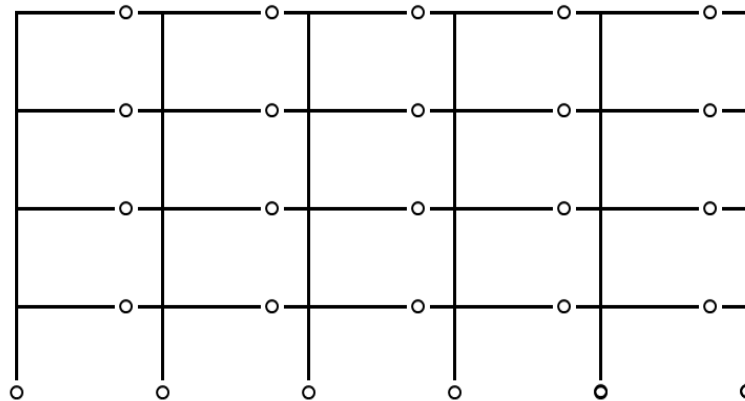


Gambar 5.4 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Eksterior 100 Tahun



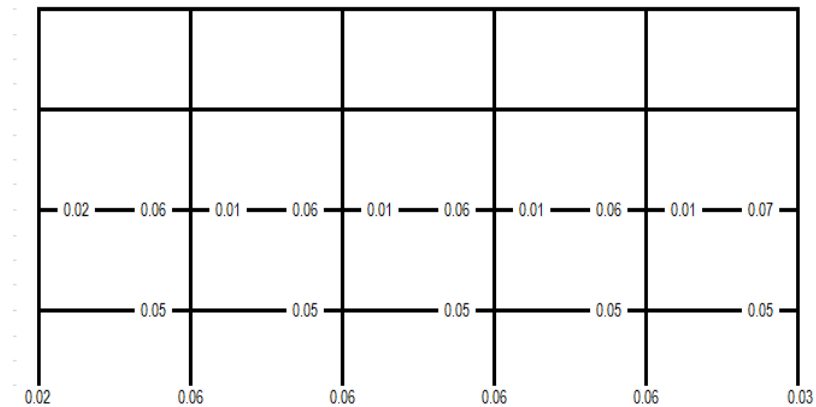
Gambar 5.5 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Eksterior 100 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



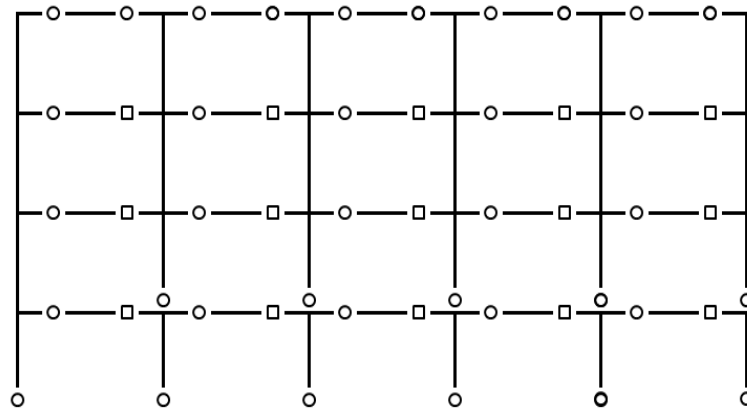
Gambar 5.6 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Interior 100 Tahun

B	Immediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



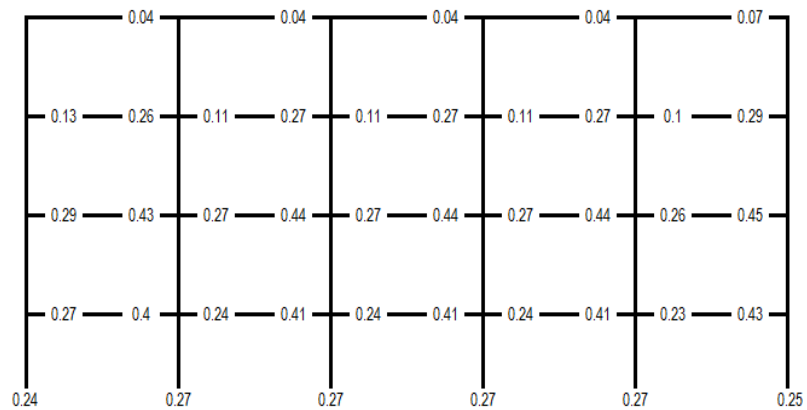
Gambar 5.7 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Interior 100 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



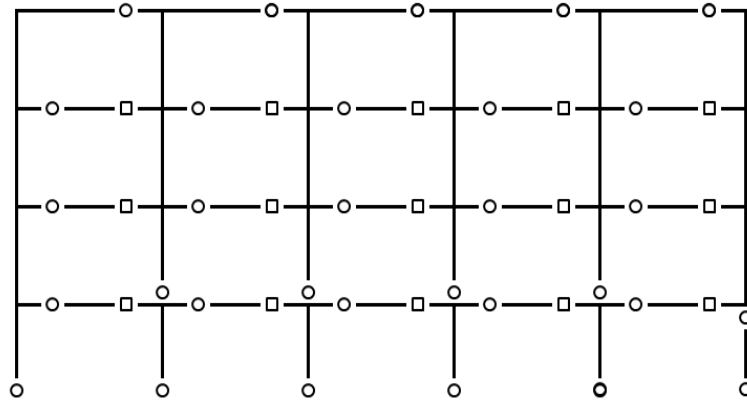
Gambar 5.8 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Eksterior 500 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



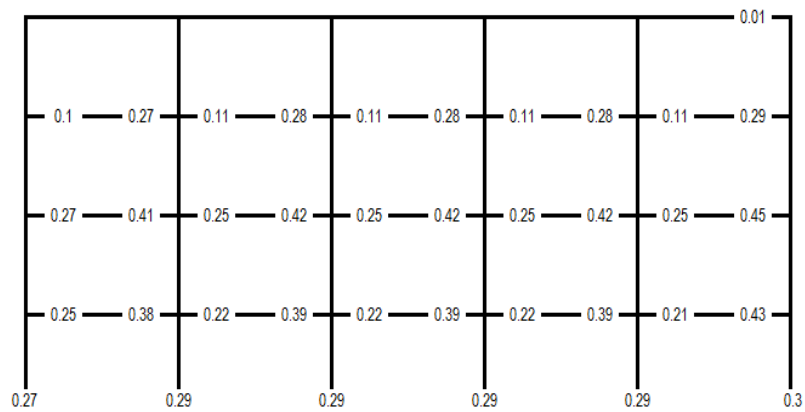
Gambar 5.9 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Eksterior 500 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



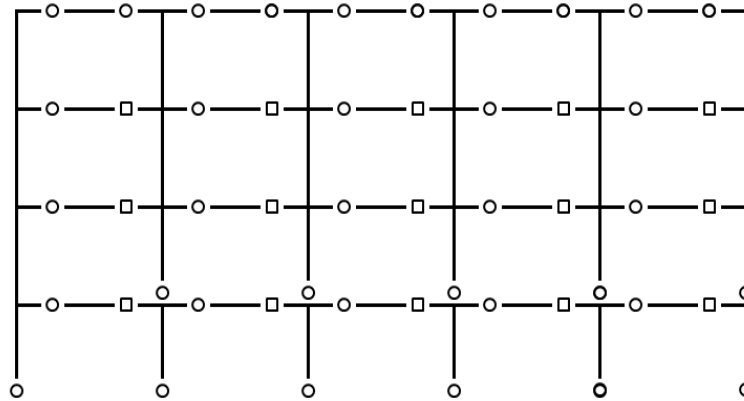
Gambar 5.10 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Interior 500 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



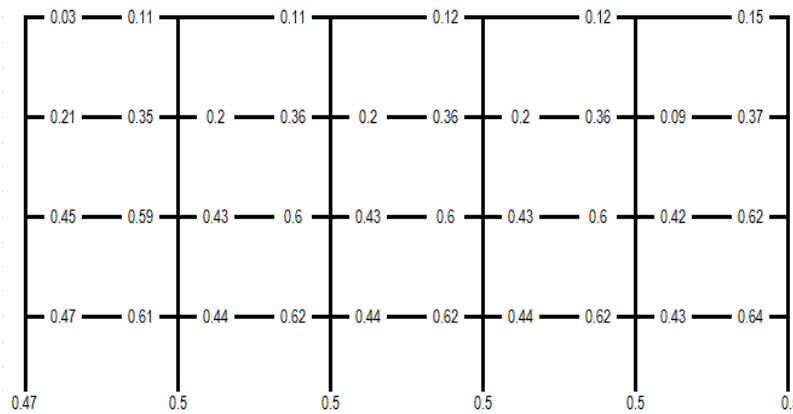
Gambar 5.11 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Interior 500 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



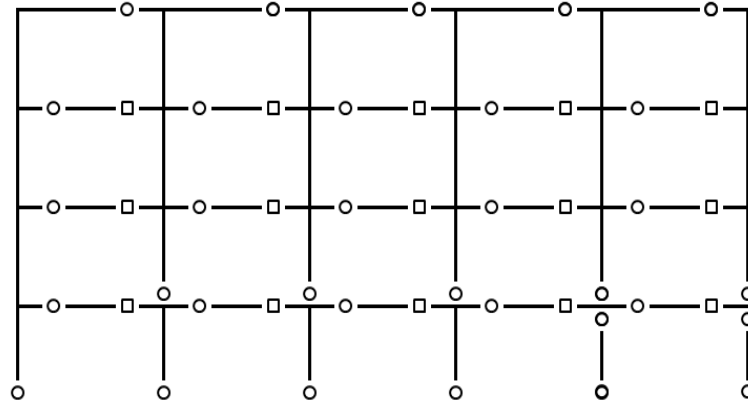
Gambar 5.12 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Eksterior 1000 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



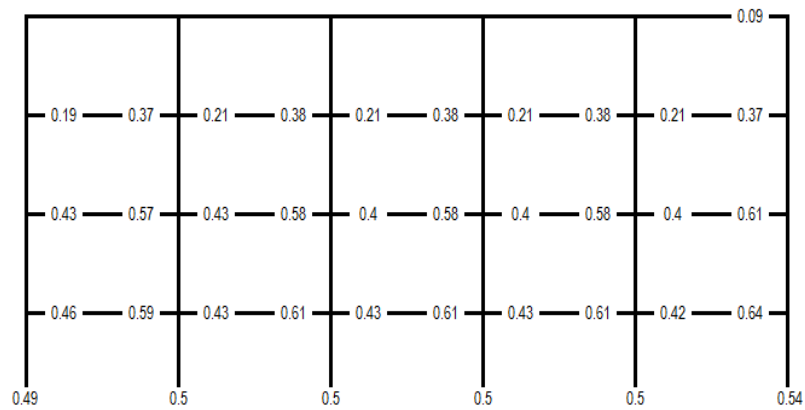
Gambar 5.13 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Eksterior 1000 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



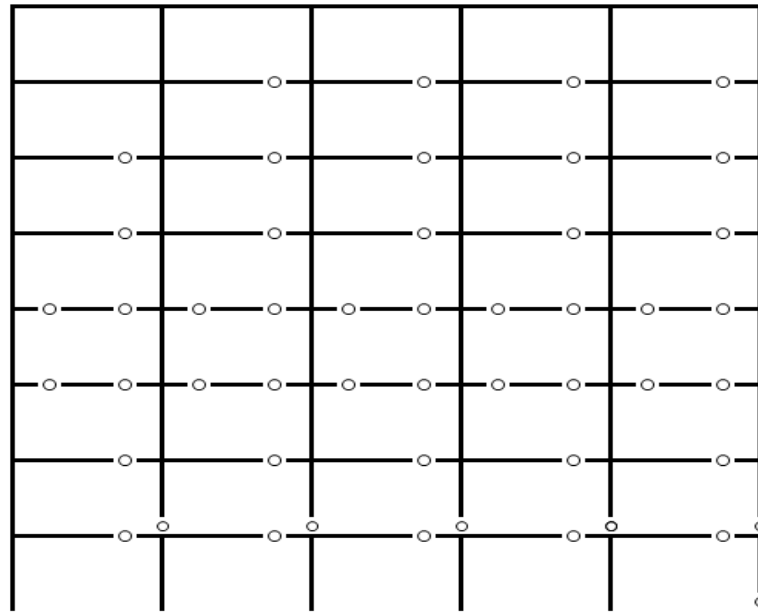
Gambar 5.14 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Interior 1000 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



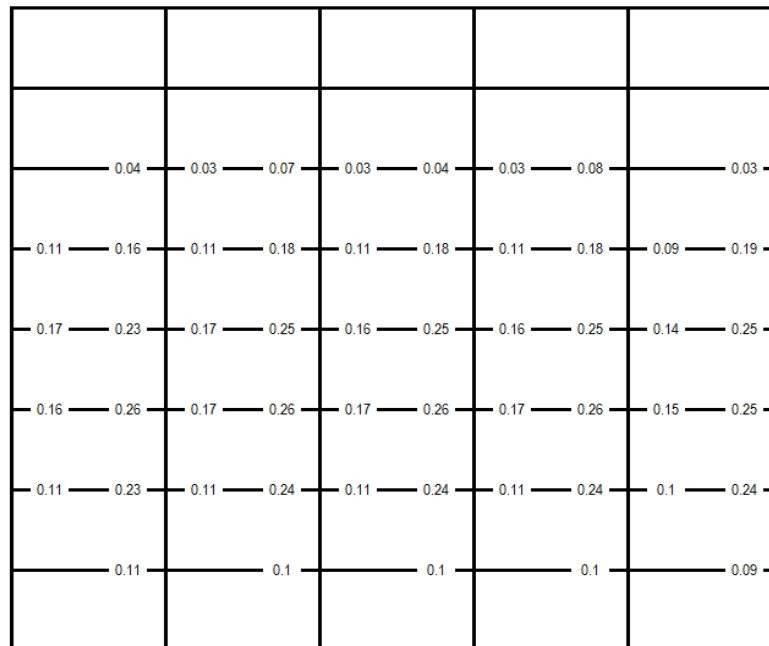
Gambar 5.15 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 4-lantai pada Portal Interior 1000 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



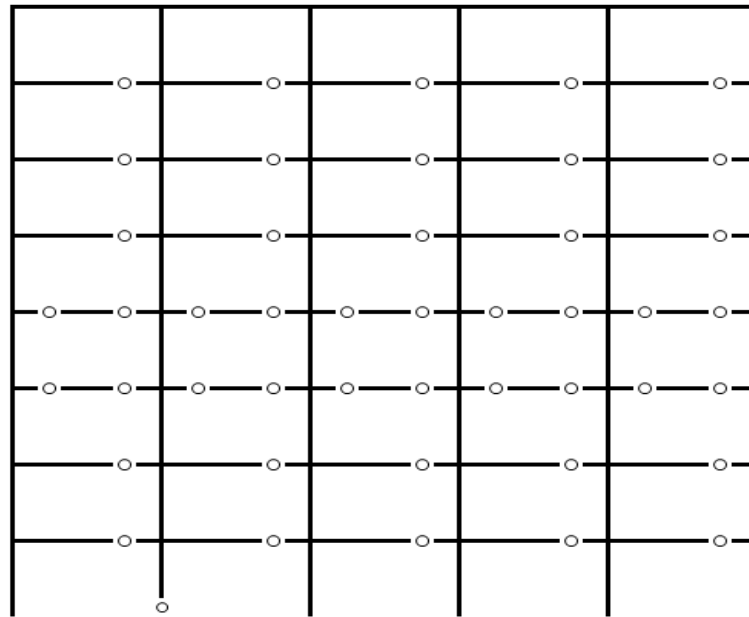
Gambar 5.16 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Eksterior 100 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



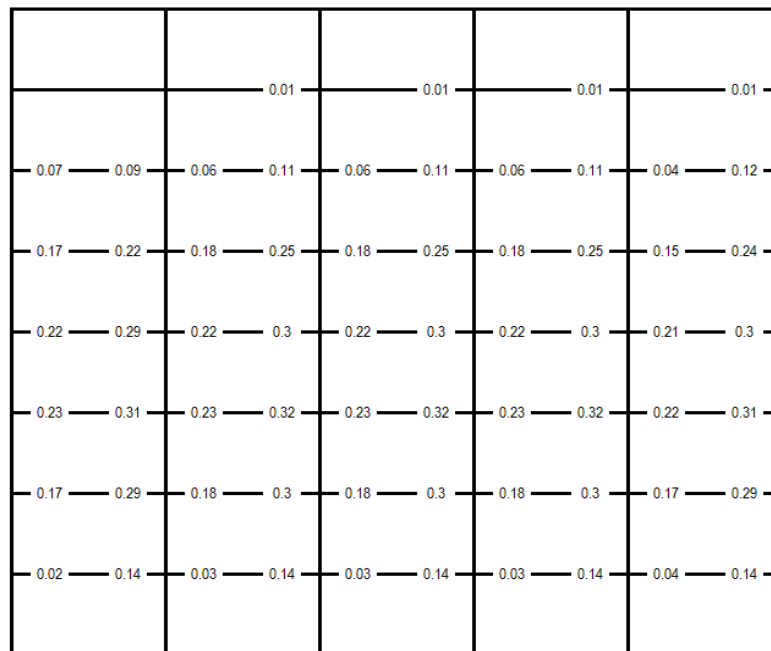
Gambar 5.17 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Eksterior 100 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



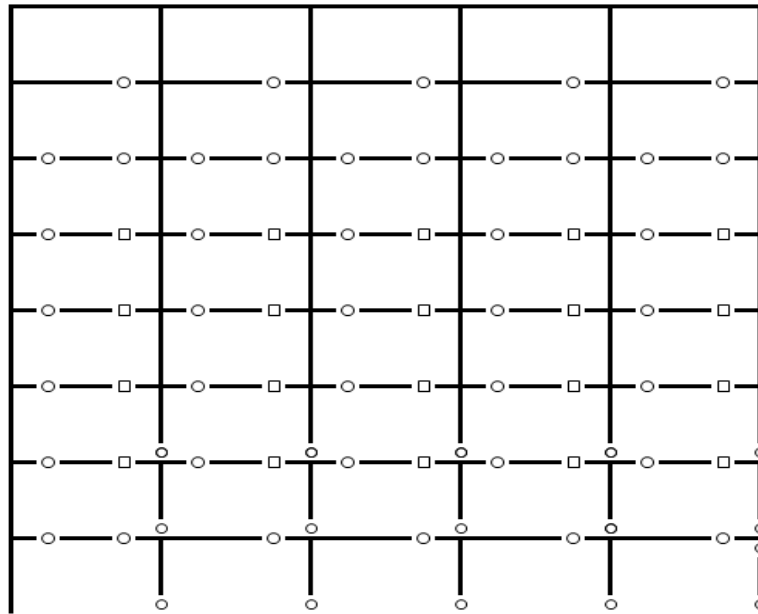
Gambar 5.18 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Interior 100 Tahun

B	Immediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



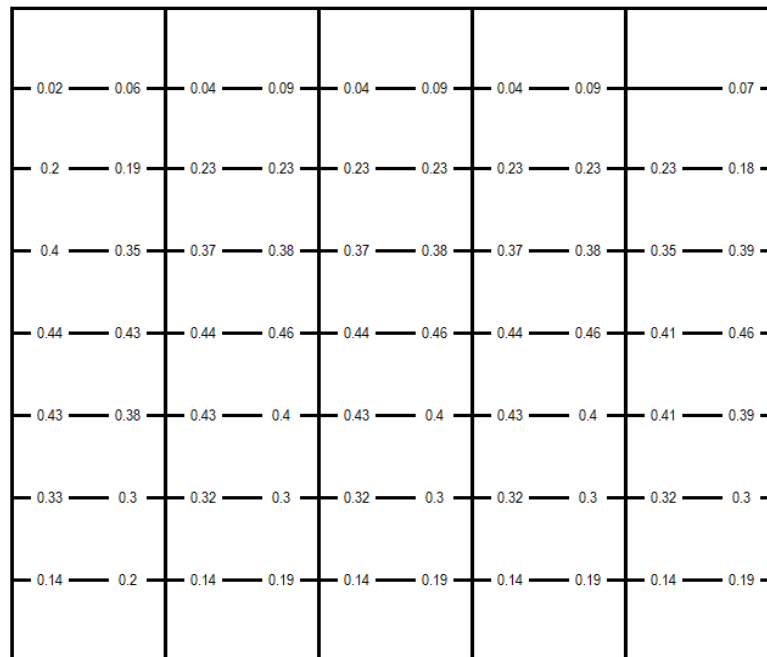
Gambar 5.19 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Interior 100 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-

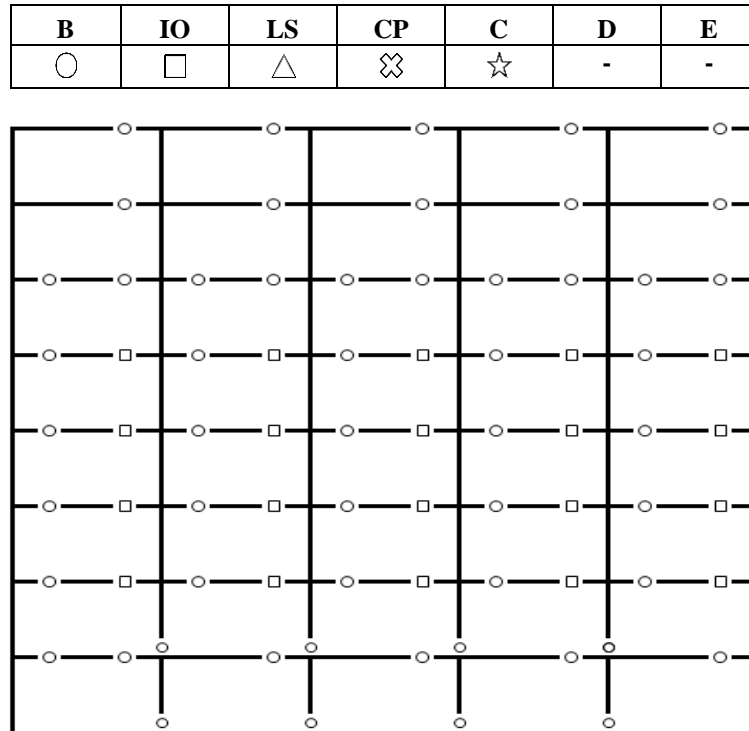


Gambar 5.20 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Eksterior 500 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1

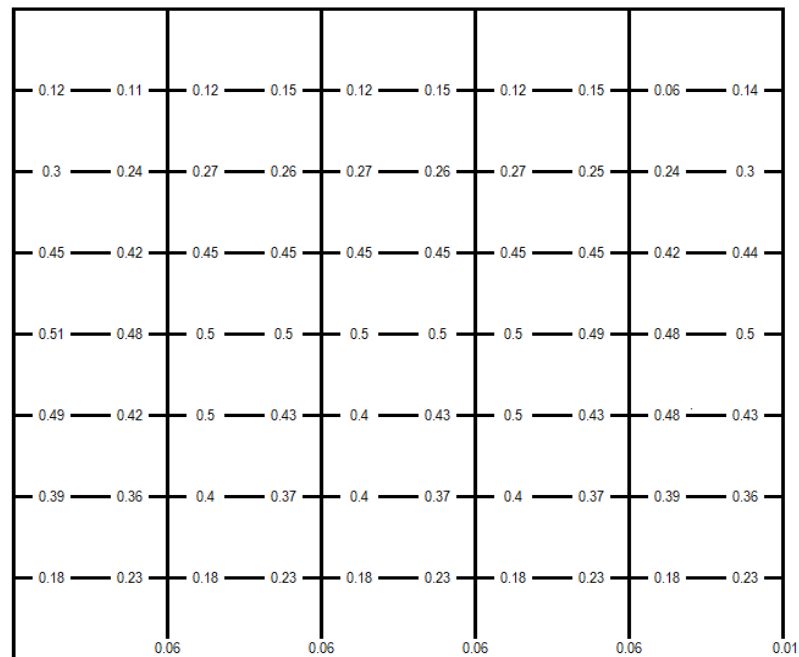


Gambar 5.21 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Eksterior 500 Tahun



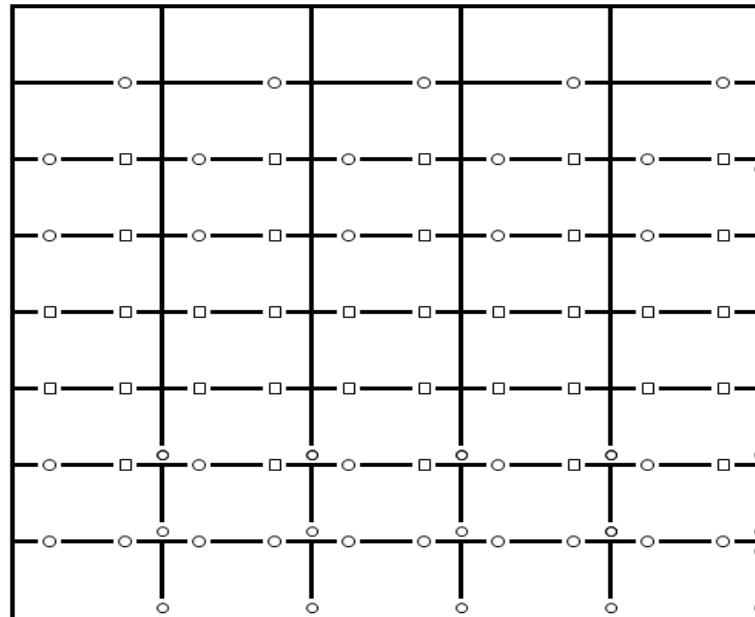
Gambar 5.22 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Interior 500 Tahun

B	Immediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



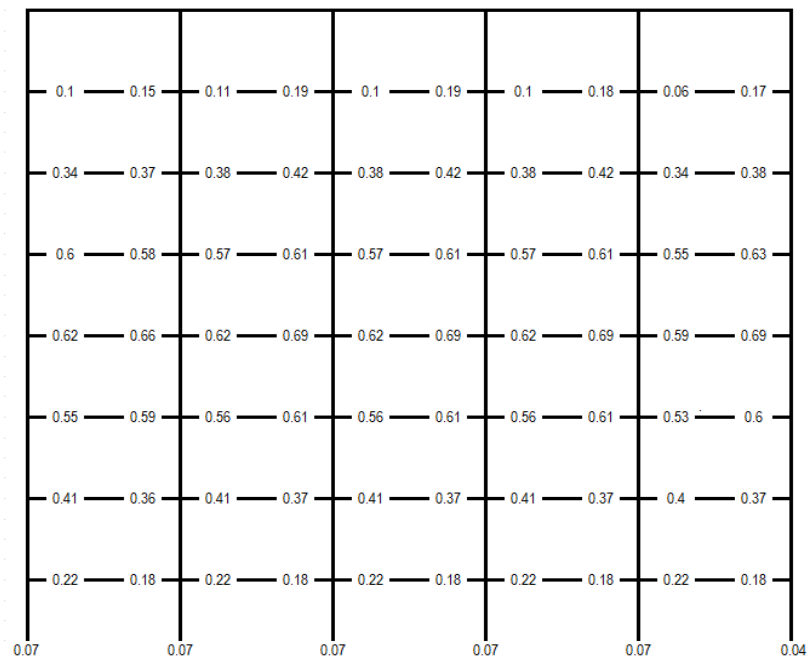
Gambar 5.23 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Interior 500 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



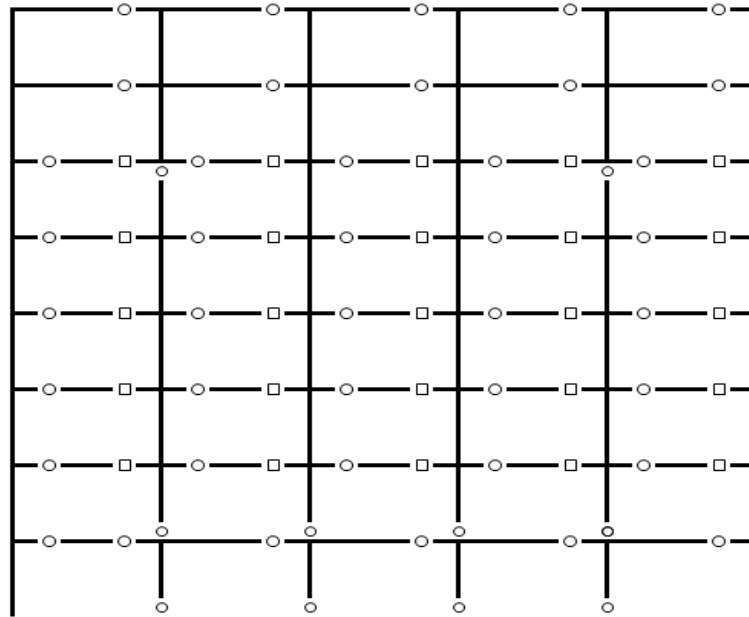
Gambar 5.24 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Eksterior 1000 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1



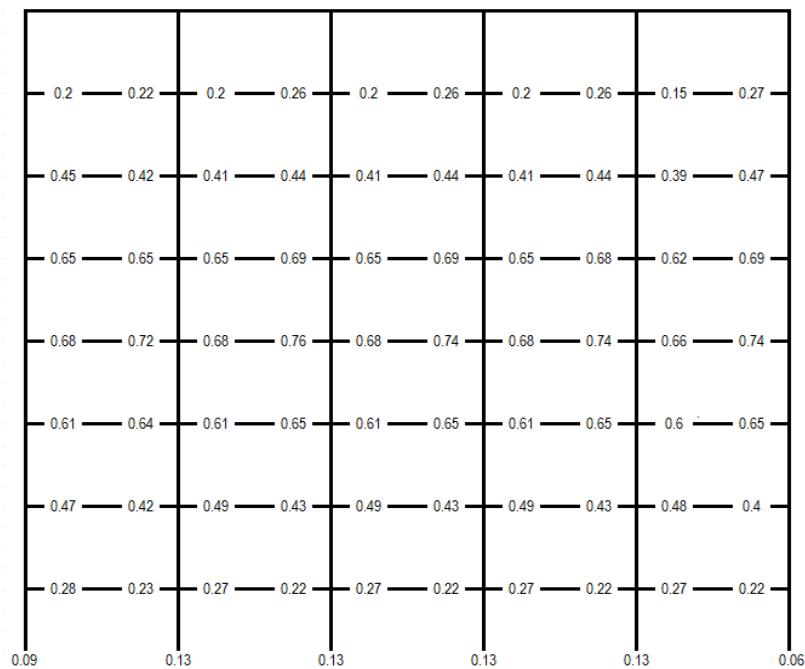
Gambar 5.25 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Eksterior 1000 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



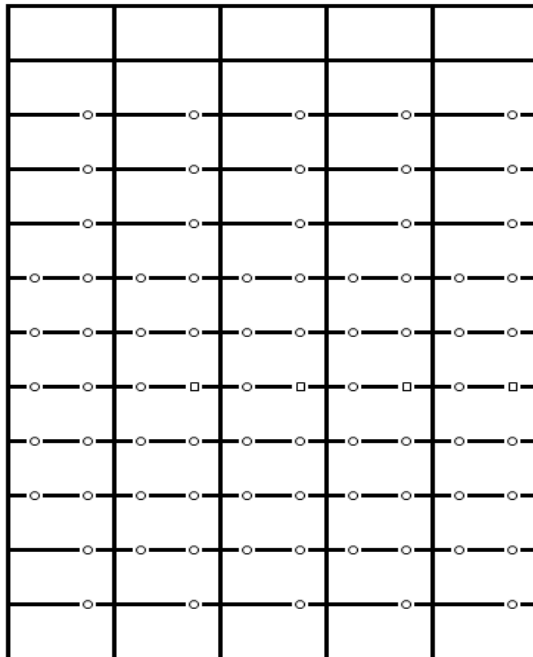
Gambar 5.26 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Interior 1000 Tahun

B	Imediately Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention	C
< 0,1	0,1 - 0,333	0,333 - 0,5	0,5 - 1	>1

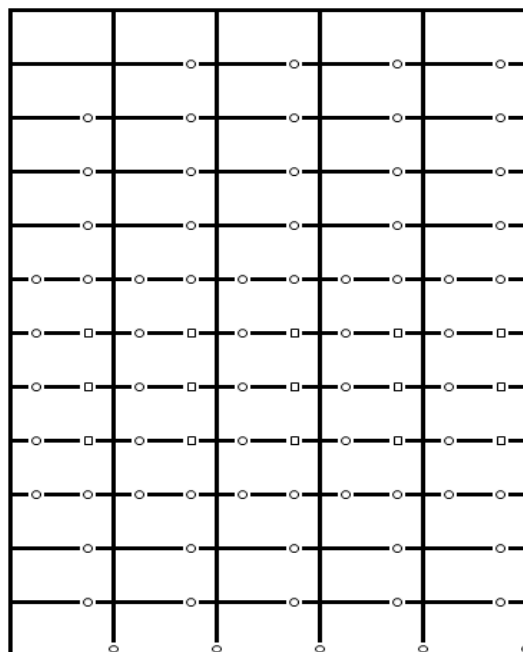


Gambar 5.27 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Time History* untuk Bangunan 8-lantai pada Portal Interior 1000 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-

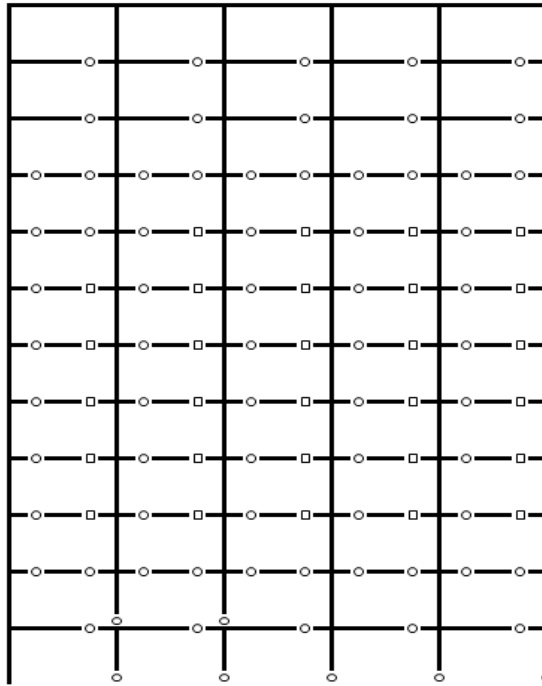


Gambar 5.28 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 12-lantai pada Portal Eksterior 100 Tahun

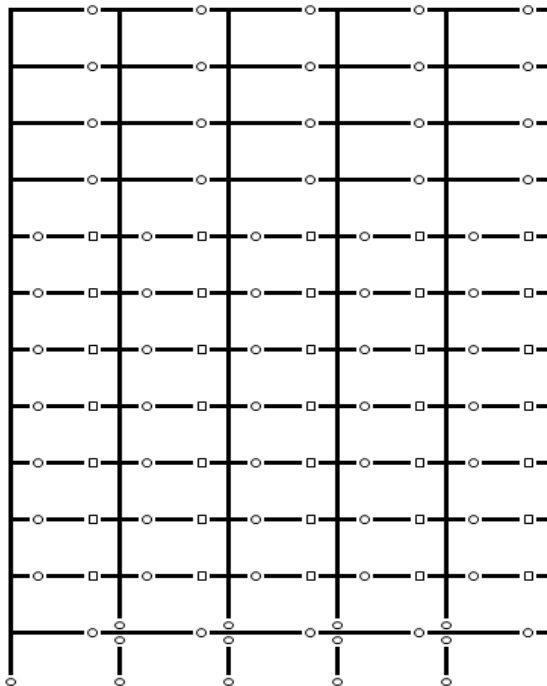


Gambar 5.29 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 12-lantai pada Portal Interior 100 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-

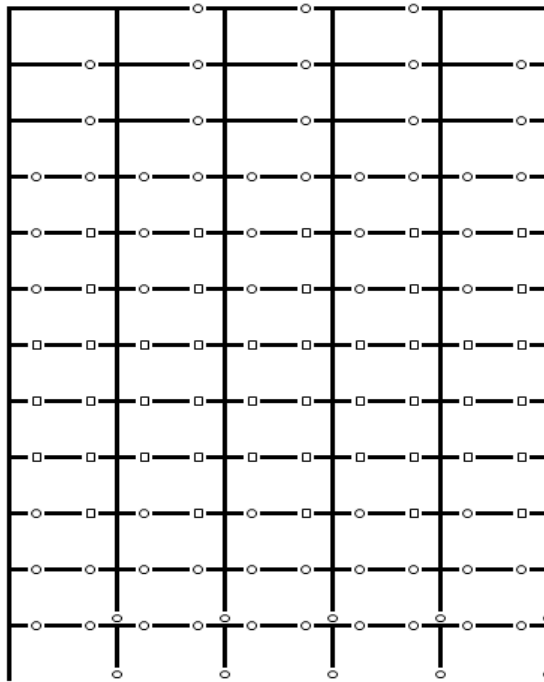


Gambar 4.30. Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 12-lantai pada Portal Eksterior 500 Tahun

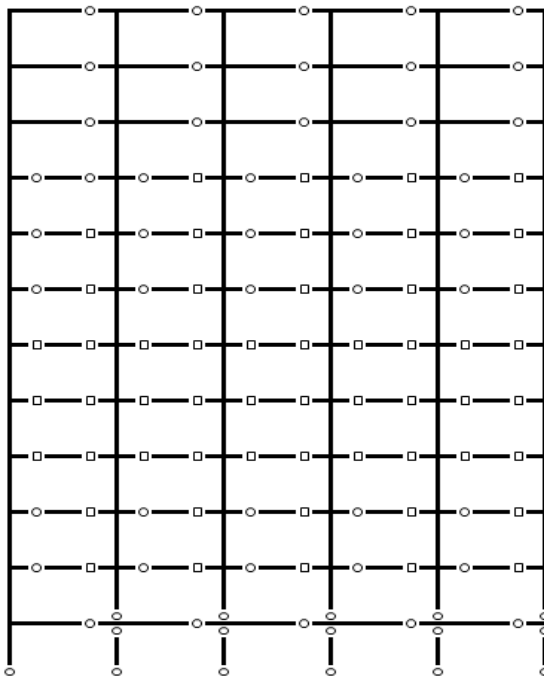


Gambar 5.31 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 12-lantai pada Portal Interior 500 Tahun

B	IO	LS	CP	C	D	E
○	□	△	⊗	☆	-	-



Gambar 5.32 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 12-lantai pada Portal Eksterior 1000 Tahun



Gambar 5.33 Lokasi Terjadinya Sendi Plastis dari Hasil Analisis *Pushover* untuk Bangunan 12-lantai pada Portal Interior 1000 Tahun

Dari hasil analisis *pushover* untuk bangunan 4-, 8- dan 12-lantai dan *time history* untuk bangunan 4- dan 8- lantai, terlihat bahwa persyaratan *strong column weak beam* telah dipenuhi walaupun masih didapati pelelehan pada bagian yang tidak boleh terjadi sendi plastis, namun pelelehan tersebut masih dalam tahap awal (nilai *damage index* kurang dari 0,10) dan belum mengakibatkan *soft story mechanism*.

Damage index yang dihasilkan *time history* lebih besar daripada yang dihasilkan *pushover*. Namun pola kerusakan (sendi plastis) yang dihasilkan *pushover* dan *time history* menunjukkan pola yang mirip.

5.3. Hasil Evaluasi

Matrik Kinerja Struktur memperlihatkan tingkat kinerja struktur secara eksplisit saat terjadi pembebanan gempa dengan berbagai macam periode ulang. Pada Tabel 5.4 – 5.9 ditampilkan matrik kinerja struktur dari hasil analisis *pushover* dan *time history* berdasarkan parameter *drift* dan *damage index*.

Tabel 5.4 Matrik Kinerja Struktur Berdasarkan *Drift*

Periode Ulang Gempa	Bangunan	Performance Level							
		Immediate Occupancy		Life Safety		Structural Stability		Unacceptable	
		PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH
100 tahun	4-lantai			1,02	1,06				
	8-lantai			1,29	0,78				
	12-lantai					1,44	-		
500 tahun	4-lantai					1,87	1,88		
	8-lantai				1,17	2,38			
	12-lantai					2,14	-		
1000 tahun	4-lantai					2,04	2,31		
	8-lantai						1,64	2,64	
	12-lantai							2,54	
<i>Drift Ratio</i> Maksimum (%)		< 0,50		0,50 – 1,50		1,50 – 2,50		> 2,50	

■ : standar Vision 2000

Tabel 5.5 Matrik Kinerja Struktur Berdasarkan *Damage Index* pada Balok

Periode Ulang Gempa	Bangunan	Performance Level									
		First Yield		Immediate Occupancy		Life Safety		Structural Stability		Unacceptable	
		PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH
100 tahun	4-lantai	PO	0,09								
	8-lantai	PO			0,32						
	12-lantai			PO	-						
500 tahun	4-lantai			PO			0,45				
	8-lantai			PO					0,51		
	12-lantai			PO					-		
1000 tahun	4-lantai			PO					0,65		
	8-lantai			PO					0,77		
	12-lantai			PO					-		
<i>Damage Index</i> Maksimum		< 0,10		0,10 – 0,33		0,33 – 0,50		0,50 – 1,00		> 1,00	

Tabel 5.6 Matrik Kinerja Struktur Berdasarkan *Damage Index* pada Kolom

Periode Ulang Gempa	Bangunan	Performance Level									
		First Yield		Immediate Occupancy		Life Safety		Structural Stability		Unacceptable	
		PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH
100 tahun	4-lantai	PO	0,07								
	8-lantai	PO	0								
	12-lantai	PO	-								
500 tahun	4-lantai	PO			0,3						
	8-lantai	PO	0,06								
	12-lantai	PO	-								
1000 tahun	4-lantai	PO							0,54		
	8-lantai	PO	0,14								
	12-lantai	PO	-								
<i>Damage Index</i> Maksimum		< 0,10		0,10 – 0,33		0,33 – 0,50		0,50 – 1,00		> 1,00	

O : berada pada kisaran nilai tersebut

■ : standar FEMA 350

Dalam matrik kinerja struktur berdasarkan *drift*, terlihat bahwa kinerja yang terjadi pada struktur 4-,8- dan 12- lantai cenderung lebih besar daripada kinerja yang disyaratkan Vision 2000. Sedangkan berdasarkan *damage index*, terlihat bahwa kinerja balok dan kolom sudah sesuai dengan kinerja yang disyaratkan FEMA 350.

Berdasarkan penelitian sebelumnya mengenai kinerja SRPMK baja di wilayah 2 peta gempa Indonesia yang dilakukan oleh Budiharjo dan Santoso (2007), profil balok dan kolom yang terpakai cenderung besar. Sebagai gambaran, berat total profil yang digunakan pada bangunan 4- ,8- ,dan 12-lantai masing-masing sebesar 1712.49 kN, 3610.01 kN, dan 5973.68 kN. Selain itu, semua profil kolom menggunakan H-Beam. Sebagai perbandingan, dalam penelitian ini semua kolom terpakai menggunakan profil WF. Berat profil terpakai pada bangunan 4- ,8- ,dan 12-lantai masing-masing sebesar 1586.70 kN, 3345.59 kN, dan 5959.44 kN. Hal ini membuktikan bahwa dengan penggunaan RBS, profil yang terpakai akan lebih efisien.

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Dari hasil evaluasi kinerja struktur baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menggunakan *Reduced Beam Section* (RBS) sesuai SNI-03-1729-2002 dan AISC 358-05 di wilayah 2 peta gempa Indonesia dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Kinerja struktur belum optimal karena menghasilkan *drift* yang lebih besar dibandingkan batasan Vision 2000. Walaupun demikian *damage index* balok dan kolom sudah memenuhi kriteria yang disyaratkan FEMA 350.
2. Jika dibandingkan dengan SRPMK baja konvensional, penggunaan RBS menghasilkan dimensi profil yang lebih efisien khususnya untuk kolom, dan mekanisme *strong column weak beam* lebih mudah dicapai. Sayangnya mekanisme *strong column weak beam* belum dapat dipenuhi dalam penelitian ini akibat adanya beberapa kolom yang mengalami pelelehan, walaupun pelelehan tersebut masih dalam tahap awal.

6.2. Saran

Berdasarkan kesimpulan di atas, penulis merekomendasikan untuk melakukan penelitian lebih lanjut mengenai:

1. Upaya mengurangi *drift* yang berlebihan pada SRPMK baja yang menggunakan RBS. Salah satu alternatif solusi adalah menggunakan sistem ganda berupa SRPMK yang menggunakan RBS pada kedua sumbu orthogonalnya dan sistem penahan lateral lainnya pada arah tegak lurusnya.
2. Memberikan masukan bagi SNI 03-1729-2002 untuk mulai menyusun ketentuan mengenai penggunaan RBS agar dapat digunakan dalam pembangunan bangunan baja di masa yang akan datang. Sebagai pedoman, SNI 03-1729-2002 dapat mengadopsi peraturan dari AISC 358-05.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, AISC (2005). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application*, AISC 358-05. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago:Author.
- Applied Technology Council, ATC-40 (1997). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California.
- Badan Standarisasi Nasional, BSN (2002). *Tata Cara Pperencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-1726-2002.
- Badan Standarisasi Nasional, BSN (2002). *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-1729-2002.
- Budiharjo, A.P. dan Santoso, B. (2007). *Evaluasi Kinerja Struktur Baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang Didesain Berdasarkan SNI 03-1729-2002 di Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia*. Tugas Akhir Strata 1 no 11011536/SIP/2007. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Carr, A.J. (2001). *RUAUMOKO 3D, Inelastic Dynamic Analysis, 3-Dimensional version*. University of Canterbury. New Zealand.
- Computers and Structure Incorporation, CSI (2005). *CSI Analysis Reference Manual*. California.
- Computers and Structure Incorporation, CSI (2005). *ETABS Integrated Building Design Software User's Guide*. California.
- Departemen Pekerjaan Umum (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983*. Bandung.
- Engelhardt, M.D., Moore, K.S. and Malley, J.O. (1999). *Design of Reduced Beam Section (RBS) Moment Frame Connections*. Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Moraga, Californi.
- Imbsen and Associates INC, and Chadwell, C. (2004). *Cross Section Analysis Program XTRACT Version 3.0.3*, Sacramento, California.
- Limongan, J. dan Leonanta, Y.S. (2010). *Evaluasi Kinerja Struktur Baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang Menggunakan Reduced Beam Section di Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia*. Tugas Akhir Strata 1 No. 11011719/SIP/2010, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Lumantarna, B. dan Lukito, M. (1997). *Resmat, Sebuah Program Interaktif untuk Menghasilkan Riwayat Waktu Gempa dengan Spektrum Tertentu*. Proceedings HAKI Confrence 1997, Jakarta, Indonesia, pp. 128-135.
- Lumantarna, B., Gunawan, I., dan Wijaya E. (2004). Keandalan Analisa Pushover untuk Meramal Perilaku Seismik Nonlinier Struktur Portal Terbuka dengan *Reentrant Corner*. *Dimensi Teknik Sipil* 6(1), hal.1-6.
- Muljati, I. dan Lumantarna, B. (2007). *Seismic Performance Evaluation of Building with Pushover Analysis*. Material, Desain dan Rekayasa Konstruksi pada Bangunan Tahan Gempa. Universitas Merdeka. Malang.
- SAC Joint Venture (2000). *FEMA-350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. California : Federal Emergency Management Agency.

- Structural Engineers Association of California, SEAOC (1995). *VISION 2000 Progress Report*. California.
- Susila, I.G.M. (2000). *Seismic Microzonation and Site Spesific Respons Analysis for Denpasar*, Tugas Akhir. Geotechnical Engineering of Graduate Program, Bandung Institute of Technology. Bandung.