

Evaluasi Kinerja Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus Pada Gedung Baja dengan Variasi Pemodelan Sendi Plastis

Andy Prabowo*

Program Studi Magister Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Tarumanagara,
E-mail: andy.prabowo@ft.untar.ac.id

Jeong Hyun Nam

Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Tarumanagara,
E-mail: jeonghynam@gmail.com

Usman Wijaya

Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Trisakti,
Email: usman.wijaya@trisakti.ac.id

Abstrak

Seringnya terjadi gempa bumi di Indonesia menuntut perencana struktur untuk menyediakan sistem pemikul beban lateral pada bangunan, tidak terlepas pada struktur bangunan baja. Di antara sistem-sistem struktur yang tersedia, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) banyak diterapkan dikarenakan daktilitasnya yang tinggi dan disukai arsitek karena desainnya yang multifungsi. Penelitian ini mengevaluasi kinerja seismik dari SRPMK pada gedung baja 5 lantai dengan fungsi apartemen, dirancang sesuai SNI 1726:2019, SNI 1729:2020, SNI 7860:2020 dan SNI 7972:2020. Kinerja struktur diperiksa terhadap dua level bahaya gempa—Desain Basis Earthquake (DBE) dan Maximum Considered Earthquake (MCE)—seperti yang dispesifikasikan oleh ASCE 41-17, menggunakan analisis pushover dengan dua pendekatan pemodelan sendi plastis. Model 1 menggunakan sendi plastis dengan tipe deformation-controlled untuk perilaku lentur balok dan perilaku aksial-lentur kolom. Untuk Model 2, sendi plastis pada kolom dirubah menjadi tipe force-controlled didasarkan telah terpenuhinya kriteria perancangan strong-column-weak-beam saat mendesain ukuran penampang. Dua metode evaluasi kinerja struktur yaitu Capacity Spectrum Method (CSM) dan Displacement Coefficient Method (DCM) digunakan untuk memeriksa kinerja struktur. Melalui dua metode tersebut, hasil penelitian menunjukkan pemodelan sendi plastis pada Model 1 menghasilkan evaluasi kinerja struktur yang lebih baik dibandingkan Model 2.

Kata-kata Kunci: *Analisis pushover, deformation-controlled, evaluasi kinerja, force-controlled, SRPMK.*

Abstract

Indonesia's frequent seismic activity necessitates that structural engineers incorporate effective lateral load-resisting systems in building designs, particularly for steel structures. Among the available systems, the Special Moment Resisting Frame (SMRF) is widely adopted due to its ductility and is favored by architects for its design versatility. This study evaluates the seismic performance of an SMRF system in a five-story steel apartment building, designed in accordance with SNI 1726:2019, SNI 1729:2020, SNI 7860:2020, and SNI 7972:2020. The structural performance is assessed against two seismic hazard levels—Desain Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE)—as specified in ASCE 41-17, using pushover analysis with two different plastic hinge modeling approaches. Model 1 employs deformation-controlled plastic hinges for both beam flexural behavior and column axial-flexural behavior, while Model 2 modifies the column hinges to be force-controlled, based on the fulfillment of the strong-column-weak-beam design criterion. Two methods of performance evaluation, the Capacity Spectrum Method (CSM) and the Displacement Coefficient Method (DCM), are used to assess the structural performance. Through these two methods, the results show that the plastic hinge modeling in Model 1 yields better structural performance evaluation compared to Model 2.

Keywords: *Deformation-controlled, force-controlled, SMRF, performance evaluation, pushover analysis.*

1. Pendahuluan

Indonesia dikenal sebagai negara yang terletak di zona subduksi, khususnya pada jalur Cincin Api

Pasifik, menyebabkan negara ini menjadi salah satu yang paling rentan terhadap bencana gempa bumi di dunia (Almufid & Santoso, 2021). Dalam konteks perencanaan dan desain bangunan di daerah yang

* Penulis Korespondensi: andy.prabowo@ft.untar.ac.id

rawan gempa, penerapan sistem struktur tahan gempa sangatlah penting. Salah satu sistem yang sering digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), yang dirancang untuk memberikan ketahanan terhadap beban lateral akibat gempa (Hajati & Noviansyah, 2018; Zachari & Turuallo, 2020).

Sesuai ketentuan SNI 1726:2019, bangunan yang terletak pada Kategori Desain Seismik (KDS) D ($S_{DS} \geq 0,5$ dan $S_{DI} \geq 0,2$) wajib menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), baik untuk struktur beton bertulang maupun untuk struktur baja. SRPMK Baja menunjukkan karakteristik daktilitas dan kemampuan disipasi energi yang sangat baik, sehingga memberikan keunggulan dalam pencegahan keruntuhan (Soltangharaei et al., 2016; Han et al., 2018).

Secara numerik, kinerja SRPMK dapat dievaluasi menggunakan analisis *pushover* (beban dorong statik). Mirjalili & Rofooei (2017) melakukan studi mengenai pola beban dorong pada analisis *pushover*, memperhitungkan efek *higher-mode*, yang mempengaruhi kinerja SRPMK baja. Lebih lanjut, Worku & Hsiao (2022) mengusulkan pola beban dorong dengan memodifikasi pola beban dari ragam-ragam getar awal sehingga kinerja puncak SRPMK baja antar lantai diperoleh, seperti yang dihasilkan dari analisis nonlinear riwayat waktu. Selain pola beban, studi lainnya mengenai analisis *pushover* pada SRPMK baja digunakan untuk mengevaluasi metode desain berbasis kinerja seperti yang dilakukan oleh Biradar et al. (2022).

Selain pola beban dorong, pemodelan sendi plastis sebagai cara untuk mengikutsertakan perilaku nonlinier material mendapat perhatian khusus, seperti pada spesifikasi ASCE 41-17. Pentingnya pemodelan sendi plastis terhadap hasil analisis *pushover* pada struktur beton diteliti oleh Inel dan Ozmen (2006) dan López-López et al. (2016). Namun, studi pengaruh pemodelan sendi plastis ini belum dapat ditemukan pada SRPMK baja.

Pada beberapa studi yang dilakukan dalam 10 tahun terakhir, analisis *Pushover* dipakai untuk keperluan pemeriksaan ulang nilai parameter faktor daktilitas struktur (R , Ω_0 , dan C_d). Prabowo & Lase (2016) memeriksa nilai R , Ω_0 , dan C_d pada gedung SRPMK beton yang diperluas secara vertikal menggunakan SRPMK baja. Sementara, Sutanto dan Christianto (2022) menggunakan analisis *pushover* untuk menghitung ulang nilai R , Ω_0 , dan C_d pada gedung SRPMK beton yang diperkuat dengan bresing baja. Perhitungan nilai R , Ω_0 , dan C_d pada kedua studi tersebut mengacu pada FEMA P695 yang memang mengatur perhitungan ulang terhadap ketiga parameter tersebut dari hasil analisis struktur secara nonlinier. Studi lainnya yang dilakukan oleh

Galvindy & Lim (2023) menggunakan analisis *pushover* untuk memeriksa faktor kuat lebih dari bangunan gedung esensial yang memiliki Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk (SRBTT).

Artikel ini menyajikan hasil analisis *pushover* untuk keperluan evaluasi kinerja struktur gedung baja 5 lantai yang menggunakan SRPMK sebagai sistem pemikul beban lateralnya. Dua model struktur yang identik dibuat untuk memberikan variasi pada perilaku sendi plastis yang ditempatkan pada balok dan kolom SRPMK. Evaluasi level kinerja struktur dilakukan menggunakan dua metode, yaitu *Capacity Spectrum Method* (CSM) dan *Displacement Coefficient Method* (DCM), serta terhadap dua level intensitas gempa, yaitu *Design Basis Earthquake* (DBE) dan *Maximum Considered Earthquake* (MCE). Karena gedung yang dievaluasi dianggap sebagai gedung baru, maka level gempa DBE mengambil periode ulang 500 tahunan, sementara untuk level MCE mengambil periode ulang 2500 tahunan. Hal ini sesuai dengan ketentuan evaluasi kinerja struktur gedung di ASCE 41-17. Analisis *pushover* dilakukan pada *software* ETABS 2020 karena memiliki fitur pemodelan sendi plastis sesuai ASCE 41-17.

2. Pemodelan dan Analisis Struktur

Data yang digunakan dalam pemodelan struktur bangunan secara 3 dimensi menggunakan ETABS 2020, terdiri dari:

- a. Mutu bahan: BJ 37
- b. Fungsi bangunan merupakan apartemen. Beban hidup ditentukan mengikuti SNI 1727:2020
- c. Luas bangunan sebesar $80 \text{ m} \times 12 \text{ m}$ dengan ketinggian lantai dasar = 4 m, dan lantai tipikal lainnya 3,5 m
- d. Tebal *deck* beton sebesar 100 mm (diasumsikan bekerja secara komposit dengan balok anak)
- e. Pembebaan yang diaplikasikan pada struktur dapat dilihat pada **Tabel 1**
- f. Analisis gempa menggunakan analisis respon spektrum yang dapat dilihat pada **Tabel 2** dan **Gambar 1**
- g. Data profil yang dirancang untuk kolom dapat dilihat pada **Tabel 3**. Seluruh kolom pada satu lantai memiliki ukuran seragam dan hanya memiliki momen uniaksial
- h. Dimensi balok induk dapat dilihat pada **Tabel 4** dengan keterangan lokasi mengacu pada **Gambar 2**. Balok anak seluruhnya menggunakan WF250×125×6×9

Tabel 1. Pembebatan yang diaplikasikan pada struktur bangunan

Tipe Beban	Nilai Beban (kN/m ²)
Superimposed Dead Load	1,35
Live Load	2,50

Tabel 2. Parameter gempa

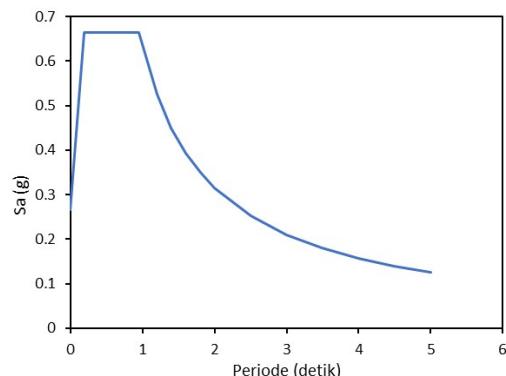
S _s	S ₁	F _a	F _v	S _{ds}	S _{d1}
0,781	0,382	1,163	2,470	0,605	0,63

Tabel 3. Profil kolom

Lantai	Dimensi	Kode Warna
3-5	428×407×20×35	Biru
dasar-2	500×500×35×35	Merah

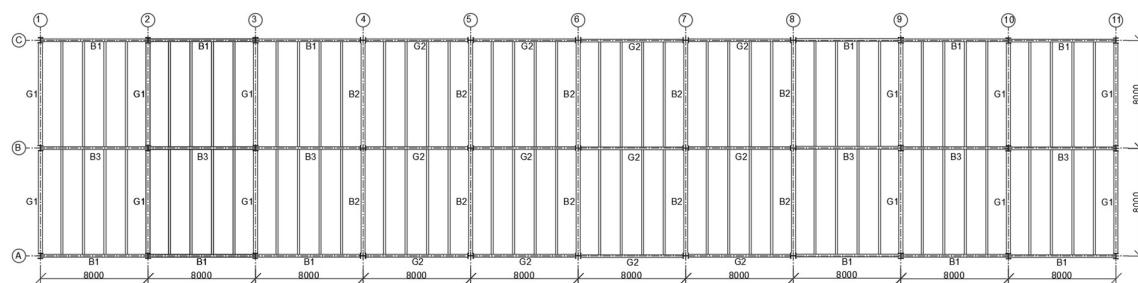
Tabel 4. Profil balok induk

Lantai	Kode Balok	Dimensi WF
4-5	Atap	500×200×10×16
	G2	450×200×9×14
	B1	450×200×9×14
	B2	350×175×7×11
	B3	500×200×10×16
	G1	500×200×10×16
	G2	600×200×11×17
	B1	450×200×9×14
	B2	350×175×7×11
Lantai 1-3	B3	500×200×10×16
	G1	700×300×13×24
	G2	700×300×13×24
	B1	450×200×9×14
	B2	350×175×7×11
	B3	500×200×10×16

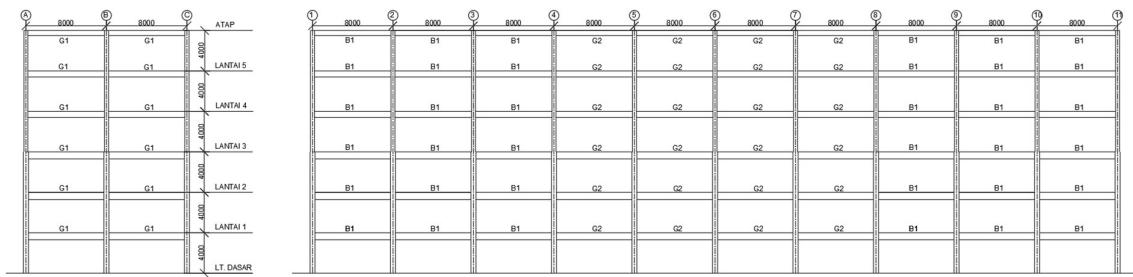


Gambar 1. Kurva respon spektrum

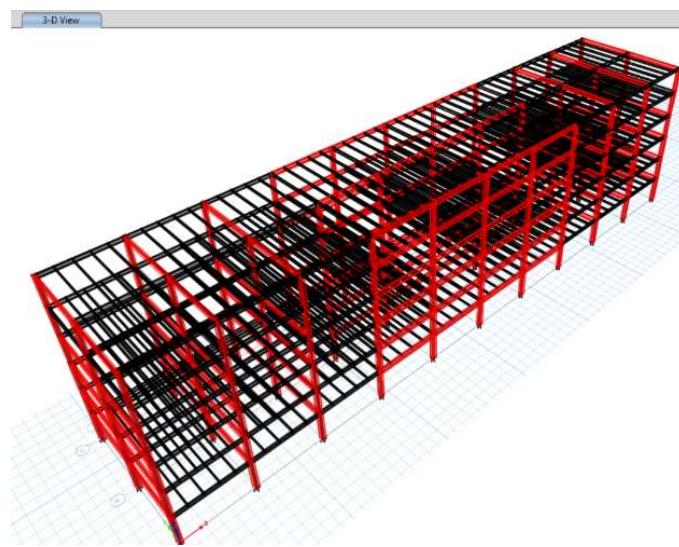
Model struktur bangunan yang telah dibuat dapat dilihat pada **Gambar 4**. Lokasi SRPMK ditandai dengan warna merah pada **Gambar 4**, sedangkan balok yang berwarna hitam tidak dirancang untuk menahan gempa. Plat lantai menggunakan tidak diperlihatkan pada **Gambar 2** sampai **Gambar 4** agar balok dan kolom terlihat jelas.



Gambar 2. Denah lantai tipikal



Gambar 3. Potongan rangka arah pendek dan arah panjang bangunan



Gambar 4. Indikasi SRPMK pada struktur

Profil WF yang digunakan dalam perancangan gedung sesuai dengan SNI 9150:2023. Namun demikian, penggunaan profil *built-up* tidak dapat dihindari demi memenuhi kriteria kelangsingan penampang. Seluruh profil SRPMK memenuhi kriteria *highly ductile member* (HDM) pada AISC 341-2016 (SNI 7860:2020). Batas kelangsingan HDM dituliskan pada **Persamaan (1)** dan **(2)**.

$$b/t \leq 0.30\sqrt{E/F_y} \quad (1)$$

$$h/t_w = \min(1.57\sqrt{E/F_y}, 0.88\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}(2.68 - C_a)) \quad (2)$$

Dengan: $b = \frac{1}{2}$ panjang sayap, t = tebal sayap. E = modulus elastis baja (200000 MPa), F_y = kekuatan leleh, R_y = rasio kekuatan leleh terespektasi terhadap kekuatan leleh minimal, C_a = rasio antara gaya aksial terfaktor ultimit (P_u) dan kapasitas leleh penampang tereduksi (ϕP_y). **Persamaan (2)** berlaku untuk nilai $C_a > 0.114$ (dalam hal ini asumsi awal = 0,5).

Hasil analisis getaran bebas menunjukkan ragam getar bangunan pada ragam pertama dan kedua adalah dominan translasi seperti yang ditunjukkan pada **Tabel 5**. Waktu getar (T) pada ragam getar pertama sampai dengan ketiga ditunjukkan pada **Tabel 5**. Nilai T dan gaya geser dasar dinamik diperiksa terhadap ketentuan di SNI 1726:2019. Setelah itu, dilakukan pemeriksaan kekuatan penampang untuk memenuhi kriteria SNI 1729:2020 dan SNI 7860:2020, termasuk pemeriksaan *strong-column-weak-beam*. Seluruh dimensi penampang pada **Tabel 3** dan **Tabel 4** telah melewati prosedur pemeriksaan yang disebutkan.

Tabel 5. Periode getar dan faktor partisipasi massa ragam

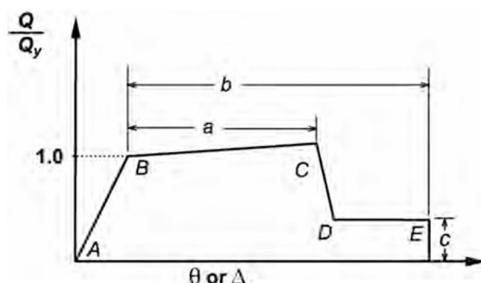
Ragam	T (detik)	% faktor partisipasi massa				
		U_x	U_y	R_x	R_y	R_z
1	1,487	0	74,4	26,4	0	0

Tabel 5. Periode getar dan faktor partisipasi massa ragam (Lanjutan)

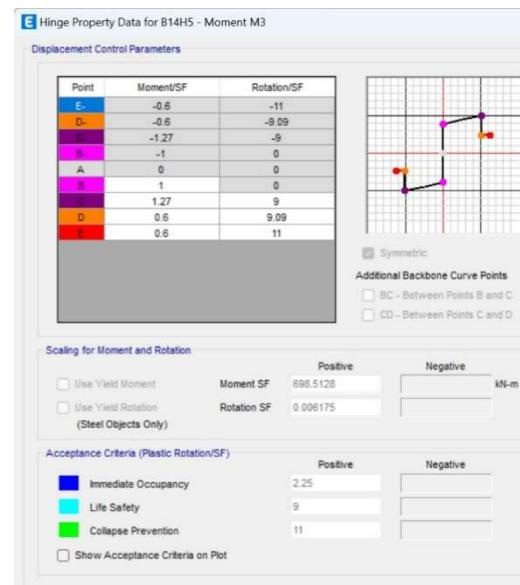
Ragam	T (detik)	% faktor partisipasi massa				
		U _x	U _y	R _x	R _y	R _z
2	1,485	76,4	0	0	24,5	0
3	1,097	0	0	0	0	74,0

3. Analisis Pushover

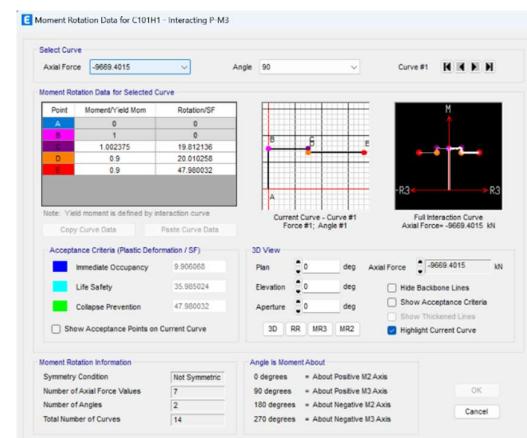
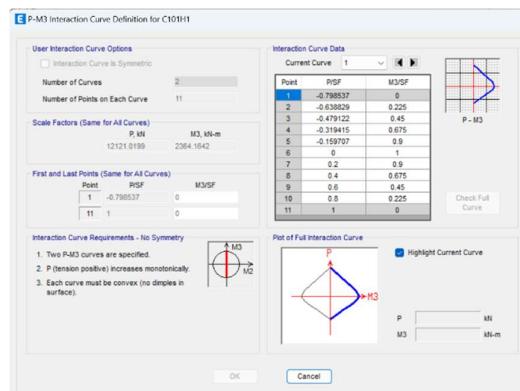
Dua parameter penting menjadi pertimbangan dalam melakukan analisis *pushover*, yaitu pemodelan sendi plastis dan pendefinisian pola beban dorong. Pada penelitian ini, pemodelan sendi plastis melibatkan dua tipe perilaku, yaitu: tipe *deformation-controlled* dan tipe *force-controlled*. Tipe *deformation-controlled* dimodelkan dengan mendefinisikan kurva kekuatan ternormalisasi terhadap deformasi (**Gambar 5**) yang nilai-nilai variabelnya mengikuti Tabel 9-7.1 pada ASCE 41-17. Sebagai contoh, hasil pemodelan sendi plastis pada balok dan kolom dengan tipe *deformation-controlled* ditunjukkan **Gambar 6** dan **Gambar 7**. Lokasi sendi plastis berada di kedua ujung bentang.



Gambar 5. Pemodelan sendi plastis tipe deformation-controlled

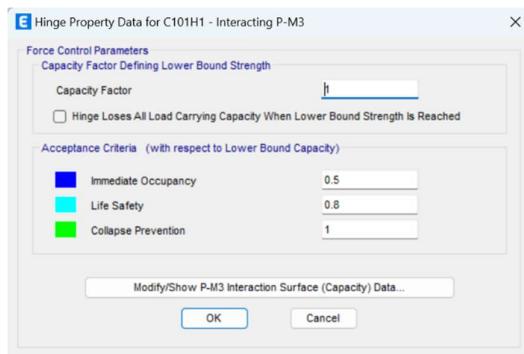


Gambar 6. Pemodelan sendi plastis pada balok WF600x200x11x17



Gambar 7. Pemodelan sendi plastis pada kolom WF 500x500x35x35

Untuk tipe *force-controlled*, pemodelan sendi plastis diberikan dengan membatasi kekuatan yang terjadi tidak boleh lebih besar dibanding kekuatan ultimitnya. Contoh hasil input sendi plastis tipe ini ditunjukkan pada **Gambar 8**. Pemodelan sendi plastis dengan tipe *force-controlled* pada kolom sesuai dengan petunjuk pada Tabel C7-1 ASCE 41-17 seperti ditunjukkan pada **Gambar 9**.



Gambar 8. Pemodelan sendi plastis pada kolom tipe *force-controlled*

Pola pembebanan yang diberikan pada struktur terdiri dari pola beban gravitasi sebagai pola beban awal. Pola beban selanjutnya yaitu pola beban lateral yang diperoleh dari ragam getar ke-1 dan ke-2, konsisten dengan arah gempa pada bangunan.

Sementara, evaluasi level kinerja struktur dan target perpindahan dilakukan dengan menggunakan *Capacity Spectrum Method* (CSM) berdasarkan FEMA 440 dan *Displacement Coefficient Method* (DCM) berdasarkan ASCE 41-17. Grafik respon spektrum yang digunakan untuk evaluasi pada level gempa DBE seperti **Gambar 1**, sedangkan untuk level MCE, nilai respon spektrum dikalikan 1,5. Kedua metode ini tercakup di ETABS 2020 pada saat mencari titik kinerja dari hasil analisis *pushover*.

Pada penelitian ini, hasil analisis *pushover* juga digunakan untuk memeriksa nilai faktor kuat lebih (*overstrength*), yaitu Ω_0 , menggunakan **Persamaan (3)** yang diambil dari FEMA P695. Persamaan tersebut dipakai pada studi Prabowo dan Lase (2016) pada gabungan SRPMK beton dan baja.

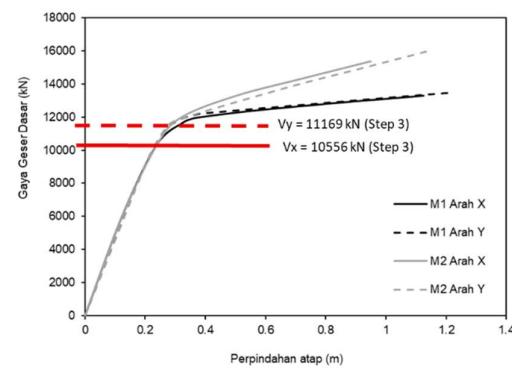
$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad (3)$$

Dengan V = beban gempa rencana yang diambil dan V_{max} = besar gaya gempa maksimum hingga elemen struktur mengalami peleahan.

4. Hasil Analisis *Pushover* dan Pembahasan

4.1. Kurva kapasitas

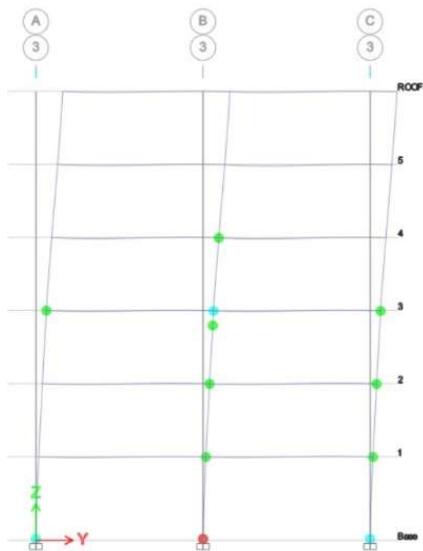
Model 1 (M1) merupakan gedung yang akan dievaluasi kinerjanya dengan pemodelan sendi plastis tipe *deformation-controlled* kedua ujung balok dan kolom. Berbeda dengan M1, Model 2 (M2) menggunakan sendi plastis pada kolom dengan tipe *force-controlled*, sedangkan pada baloknya sama dengan M1. Sendi plastis pada balok dikontrol oleh perilaku lentur pada sumbu kuat penampang, sementara sendi plastis pada kolom dikontrol oleh perilaku interaksi gaya aksial dan lentur sumbu kuat. Kurva kapasitas dari hasil analisis *pushover* dalam besaran gaya geser dasar (V) terhadap perpindahan (δ) titik kontrol di atap dapat dilihat pada **Gambar 9** dari kedua model untuk kedua arahnya.



Gambar 9. Kurva kapasitas Model 1 (M1) dan 2 (M2) pada arah X dan Y

Dari **Gambar 9**, dapat dilihat apabila keempat kurva kapasitas memiliki kondisi elastik yang berhimpit. Adanya perbedaan pemodelan sendi plastis dalam analisis *pushover* tidak memberikan perbedaan yang signifikan ketika struktur masih berada pada kondisi elastik. Perbedaan kurva kapasitas pada kedua model terlihat ketika struktur melewati batas lelehnya. Secara umum, nilai V pasca leleh dari M2 di atas M1.

Kekuatan pasca leleh M2 lebih tinggi dari pada M1 dimungkinkan karena pembatasan kegagalan kolom yang berdasarkan nilai kapasitas. Penentuan kegagalan didasarkan pada **Gambar 9**, dimana level $>CP$ tercapai apabila gaya dalam pada kolom melebihi kapasitas penampang. Hasil riwayat gaya geser dasar versus perpindahan di atap pada M2 menunjukkan sendi plastis level $>CP$ pertama kali muncul pada step ke-3 dari total 11 step (arah X) dan 9 step (arah Y); muncul sangat awal. Sendi plastis tersebut berada di kolom lantai dasar seperti ditunjukkan pada **Gambar 10** untuk arah X dan Y.



Gambar 10. Pembentukan sendi plastis M2 pada step ke-3 pada arah Y

Sementara, sendi plastis level $>CP$ pada M1 muncul di step akhir. Hasil kekuatan pasca leleh yang lebih tinggi terlihat baik. Namun, perlu dicatat pada kekuatan yang lebih tinggi kinerja struktur M2 sudah mencapai $>CP$. Pada **Gambar 9**, terlihat dua nilai gaya geser dasar pada M2 (berwarna merah) di step ke-3, dimana sendi plastis $>CP$ pertama kali muncul di kolom. Evaluasi level kinerja dari kedua model diuraikan lebih lanjut pada bagian berikutnya.

4.2. Level Kinerja Struktur

Dari kurva kapasitas pada **Gambar 9**, selanjutnya dapat diperoleh nilai *performance point* (titik kinerja) menggunakan CSM dan DCM dalam besaran V_p (gaya geser dasar saat mencapai titik kinerja) dan δ_p (perpindahan di atap saat mencapai titik kinerja) yang hasilnya ditunjukkan pada **Tabel 6** dan **Tabel 7**. Untuk CSM, nilai V dan δ dikonversi ke dalam format S_a (*Spectral acceleration*) versus S_d (*Spectral displacement*) untuk dapat diplot bersama kurva respon spektrum memperhitungkan nilai redaman viskos seperti pada **Gambar 11**. Besaran nilai S_a dikali 1,5 untuk memperoleh MCE. Nilai V_p dan δ_p diperoleh dari dua level gempa (DBE dan MCE) untuk diketahui seberapa besar V_p dari gempa yang berbeda.

Tabel 6. Kinerja struktur pada Model 1

Metode & Arah Rangka	Level Gempa	V_p (kN)	δ_p (m)	Level
CSM (Arah X)	DBE	11884	0,356	IO-LS
	MCE	12087	0,430	IO-LS

DCM (Arah X)	DBE	11995	0,389	IO-LS
	MCE	12203	0,482	IO-LS
CSM (Arah Y)	DBE	12135	0,363	IO-LS
	MCE	12315	0,446	IO-LS
DCM (Arah Y)	DBE	12242	0,399	IO-LS
	MCE	12392	0,495	IO-LS

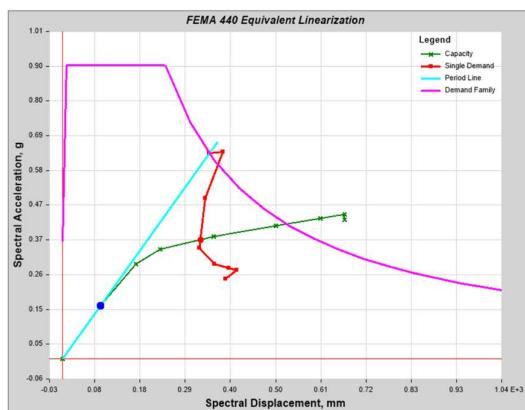
Tabel 7. Kinerja struktur pada Model 2

Metode & Arah Rangka	Level Gempa	V_p (kN)	δ_p (m)	Level
CSM (Arah X)	DBE	12408	0,378	$>CP$
	MCE	12986	0,460	$>CP$
DCM (Arah X)	DBE	12499	0,391	$>CP$
	MCE	13160	0,485	$>CP$
CSM (Arah Y)	DBE	12271	0,389	$>CP$
	MCE	12785	0,484	$>CP$
DCM (Arah Y)	DBE	12342	0,402	$>CP$
	MCE	12867	0,499	$>CP$

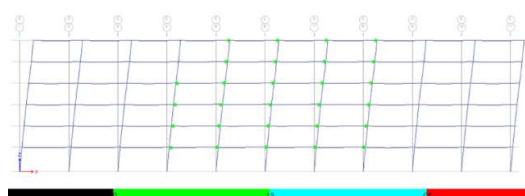
Berdasarkan hasil evaluasi kinerja menggunakan dua level gempa dengan periode ulang berbeda, M1 mencapai level kinerja *Life Safety* (LS) untuk struktur rangka pada arah X dan Y. Perolehan nilai V_p dan δ_p dari CSM tidak berbeda signifikan dengan DCM, menunjukkan pendekatan kedua metode tidak secara substansial memberikan perbedaan hasil sehingga dapat saling mengontrol. Evaluasi kinerja juga menunjukkan apabila hasil desain struktur M1 mencapai ketentuan level kinerja struktur pada tingkatan DBE yaitu tidak melewati LS. Sementara, kinerja struktur terhadap level gempa MCE masih belum mencapai level kinerja maksimal, yaitu CP (*Collapse Prevention*). Evaluasi terhadap level DBE menunjukkan apabila struktur M1 memiliki kuat lebih dan duktilitas yang memadai. Meskipun demikian, kemungkinan untuk optimalisasi hasil desain, seperti memperkecil ukuran balok/kolom, masih dimungkinkan agar struktur dapat mencapai level kinerja antara LS dan CP untuk evaluasi terhadap tingkatan MCE.

Adanya perbedaan terhadap tipe perilaku sendi plastis kolom memiliki konsekuensi terhadap pengukuran kinerja yang dicapai. Hal ini ditunjukkan oleh hasil evaluasi kinerja M2 terhadap level gempa DBE dan MCE seperti ditampilkan pada **Tabel 7**. Level kinerja struktur pada M2 di kedua arahnya melewati batas kinerja maksimal yang diijinkan oleh DBE dan MCE baik dari metode CSM

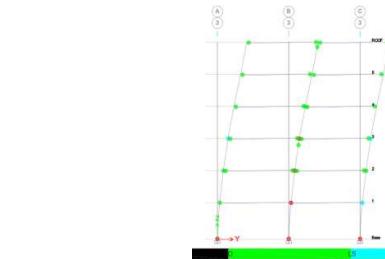
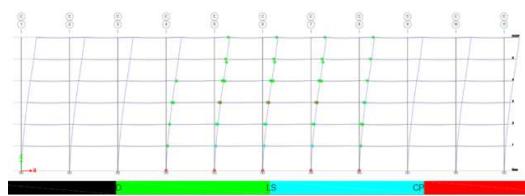
maupun DCM. Adanya perlakuan yang berbeda pada kolom di M2 menjadikan kegagalan struktur dikontrol oleh kekuatan pada kolom.



Gambar 11. Kurva kapasitas dalam format ADRS diplot bersama respon spektrum



Gambar 12. Sendi plastis pada rangka arah X (atas) dan Y (bawah) pada M1 di *performance point* MCE



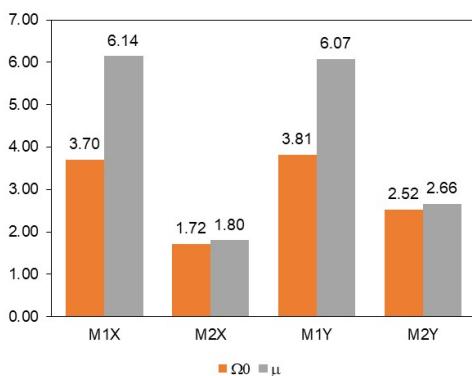
Gambar 13. Sendi plastis pada rangka arah X (atas) dan Y (bawah) pada M2 di *performance point* MCE

Pada M1, sendi plastis yang muncul pada balok dan kolom belum melewati LS saat mencapai titik kinerja MCE, seperti ditunjukkan oleh pada **Gambar 12**. Sementara pada titik kinerja yang sama, sendi plastis >CP sudah muncul pada M2 seperti ditunjukkan oleh **Gambar 13**. Sayangnya sendi plastis >CP juga jatuh pada kolom dan di lantai dasar. Meskipun level sendi plastis pada elemen balok dan kolom memiliki perbedaan antara M1 dan M2, besarnya nilai V_p dan δ_p dari kedua model pada setiap arahnya berkisar antara 1%-7%. Hasil ini menunjukkan perbedaan pendekatan pemodelan sendi plastis membawa konsekuensi yang minimal terhadap nilai titik kinerja.

4.3. Faktor kuat lebih dan daktilitas perpindahan struktur

Hasil analisis *pushover* dari M1 dan M2 juga dipakai untuk memeriksa nilai faktor kuat lebih (*overstrength*) struktur, yang disimbolkan Ω_0 . Selain itu, ingin diketahui juga besarnya daktilitas perpindahan struktur (μ). Kedua parameter dihitung terhadap nilai V dan δ saat struktur mencapai level kinerja maksimal LS-CP terhadap nilai desain. Perbandingan nilai Ω_0 dan μ untuk M1 dan M2 pada arah X dan Y ditunjukkan oleh **Gambar 14**. Nilai V desain, yaitu 3552 kN dan 3536 kN berturut-turut untuk arah X dan Y.

Perbedaan penerapan sendi plastis pada M1 dan M2 berpengaruh pada perolehan nilai Ω_0 . Untuk arah X, nilai Ω_0 M1 215% lebih besar dari M2. Untuk arah Y, nilai Ω_0 M1 151% lebih besar dari M2. Dari keempat nilai Ω_0 , M1 memiliki nilai Ω_0 lebih besar dari nilai yang terdapat di SNI 1726:2019. Hal ini perlu menjadi kewaspadaan bagi perencana struktur dikarenakan nilai Ω_0 berpengaruh pada perencana struktur bawah (pondasi dan basemen). Apabila nilai Ω_0 aktual lebih besar dari yang diasumsikan di awal, maka desain struktur bawah menjadi kurang konservatif.

Gambar 14. Perbandingan nilai Ω_0 dan μ

Gambar 14 juga menunjukkan apabila perbedaan antara M1 dan M2 berpengaruh pada besarnya μ . Nilai μ untuk M1 arah X 327% lebih besar dari pada M2. Nilai μ untuk M1 arah Y 228% lebih besar dari pada M2. Perbedaan nilai μ yang sangat mencolok dari M1 dan M2 dikarenakan dari sumbangan daktilitas kolom. Daktilitas kolom yang diaktifkan pada pemodelan sendi plastis M1 menyebabkan kemampuan struktur berdeformasi secara signifikan.

5. Kesimpulan

Penelitian ini menyajikan hasil analisis *pushover* dari struktur gedung yang menggunakan dua variasi pemodelan sendi plastis pada kolom. Seluruh kolom SRPMK pada Model 1 (M1) diberikan sendi plastis dengan tipe *deformation-controlled*, yang artinya perilaku kegagalan kolom ditentukan dari **batas deformasi** dari komponen kolom. Sementara itu, seluruh sendi plastis pada kolom SRPMK pada Model 2 (M2) dimodelkan dengan tipe *force-controlled*, yang artinya perilaku kegagalan kolom ditentukan dari **batas kekuatan** dari komponen kolom. Sendi plastis balok SRPMK menggunakan tipe *deformation-controlled* pada kedua model. Pemilihan tipe *force-controlled* sejalan dengan rekomendasi ASCE 41-17 Tabel C7-1 dan konsisten dengan pemeriksaan *strong column-weak beam* yang memastikan agar kegagalan kolom tidak boleh terjadi lebih awal dari pada balok.

Dari hasil analisis *pushover* dari kedua model, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Kinerja struktur Model 1 berada pada kategori IO-LS pada level gempa DBE, memenuhi kriteria BSE-1N pada ASCE 41-17. Kinerja struktur dievaluasi menggunakan level gempa MCE berada pada kategori IO-LS. Level kinerja ini belum mencapai level maksimal untuk BSE-2N, yaitu CP. Meskipun demikian, pendekatan pemodelan sendi plastis pada

Model 1 belum melewati level kinerja maksimal yang disyaratkan.

2. Kinerja struktur Model 2 berada pada kategori >CP pada kedua level gempa. Level kinerja ini lebih tinggi dari pada level kinerja maksimal dari DBE dan MCE, yaitu maksimal LS dan CP. Hal ini menunjukkan apabila pendekatan pemodelan sendi plastis pada Model 2 memberikan efek negatif pada pemeriksaan kinerja struktur.
3. Pada saat struktur pada kondisi elastik, kurva kapasitas Model 1 dan 2 pada kedua arahnya saling berhimpit. Namun, besarnya nilai gaya geser dasar pada bagian pasca leleh Model 1 lebih kecil dari pada Model 2.
4. Perolehan titik kinerja menggunakan metode CSM dan DCM menghasilkan level kinerja yang sama pada kedua arahnya. Secara keseluruhan, nilai gaya geser dasar dan perpindahan di atap hasil DCM sedikit lebih besar dari CSM.
5. Meskipun kurva kapasitas Model 2 lebih tinggi dari pada Model 1 di kondisi pasca leleh, muncul perilaku sendi plastis >CP pada Model 2 saat step ke-3 hingga saat mencapai titik kinerja. Pada Model 1, tidak ditemukan sendi plastis >CP saat mencapai titik kinerja.
6. Nilai Ω_0 dari hasil *pushover* M1 lebih besar dari pada yang tercantum pada SNI 1726:2019. Namun demikian, M2 memiliki nilai Ω_0 lebih kecil dari yang tercantum di SNI 1726:2019. Perbedaan pemodelan sendi plastis berpengaruh signifikan terhadap perolehan nilai Ω_0 hasil *pushover*.
7. Seperti nilai Ω_0 , perbedaan pemodelan sendi plastis juga memberikan pengaruh signifikan pada hasil perhitungan nilai μ . Nilai μ pada M1 2 sampai 3,5 kali lebih tinggi dari M2.

Ucapan Terima Kasih

Penulis mengucapkan terima kasih atas dana penelitian yang diberikan oleh Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat (LPPM) Universitas Tarumanagara. Selain itu, penulis juga mengucapkan terima kasih atas bantuan dari PT. Deltakoni sehingga boleh menggunakan software ETABS v20.0.0 pada penelitian ini.

Daftar Pustaka

- Almufid, A., & Santoso, E., 2021 Struktur SRPMK dan SRPMM Pada Bangunan Tinggi. *Jurnal Teknik*, Vol. 10, No. 1, 24-34.

- American Society of Civil Engineers 41-2017, *Seismic Evaluation and Retrofit Of Existing Buildings*, ASCE.
- American Institute of Steel Construction 341-2016, *Seismic Provision for Structural Steel Building*, AISc, Inc.
- Biradar, B. B., Shirkol, A. I., & Bush, R., 2022, Comparative Study and Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frames Design with: Force-based Design and Performance-Based Plastic Design. *Structures*, Vol. 43, 696-709.
- FEMA 440, 2005, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Washington, DC.
- FEMA P 695, 2009, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Washington, DC.
- Galvindy, G., & Lim, E. (2023). Perancangan Struktur Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk Studi Kasus pada Bangunan Esensial. *J. Tek. Sipil*, 30(2), 217-224.
- Hajati, N. L., & Noviansyah, R., 2017, Kajian Perilaku Struktur Portal Beton Bertulang Tipe SRPMK dan Tipe SRPMM. *Rekayasa Hijau: Jurnal Teknologi Ramah Lingkungan*, Vol. 1, No. 3, 184-195.
- Han, S. W., Kim, T. O., & Baek, S. J., 2018, Seismic performance evaluation of steel ordinary moment frames. *Earthquake Spectra*, Vol. 34, No. 1, 55-76.
- Inel, M., & Ozmen, H. B., 2006, Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering structures*, Vol. 28, No. 11, 1494-1502.
- López-López, A., Tomás, A., & Sánchez-Olivares, G., 2016, Influence of adjusted models of plastic hinges in nonlinear behaviour of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures*, Vol. 124, 245-257.
- Mirjalili, M. R., & Rofooei, F. R., 2017, The modified dynamic-based pushover analysis of steel moment resisting frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(12), e1378.
- Prabowo, A., & Lase, Y. (2016). Tinjauan Nilai Faktor Modifikasi Respon (R) Dan Faktor Kuat Lebih (Ω_0) Pada Struktur Gabungan Rangka Baja Dan Rangka Beton Bertulang Dengan Analisis Pushover. *Jurnal Teknik Sipil ITB*, 23(1), 75-88.
- SNI 1726:2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung.
- SNI 1727:2020. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
- SNI 7860:2020. Ketentuan Seismik Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
- SNI 7972:2020. Sambungan Terprakualifikasi Untuk Rangka Momen Khusus Dan Menengah Baja Pada Aplikasi Seismik.
- SNI 9150:2023. Baja profil canai panas (Bj P)
- Soltangharaei, V., Razi, M., & Gerami, M., 2016, Comparative evaluation of behavior factor of smrf structures for near and far fault ground motions. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, Vol. 60, No. 1, 75-82.
- Sutanto, M. K., & Christianto, D. (2022). Analisa Nilai Faktor Daktilitas Dengan Metode Pushover Dengan Perkuatan Bresing Diagonal Tunggal. *Jurnal Mitra Teknik Sipil (JMTS)*, 5(2), 469-480.
- Worku, A. M., & Hsiao, P. C., 2022, An improved first-mode-based pushover analytical procedure for assessing seismic performance of special moment resisting frame building structures. *Engineering Structures*, 252, 113587.
- Zachari, M. Y., & Turuallo, G., 2020, Analisis struktur baja tahan gempa dengan sistem SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus) berdasarkan SNI 1729: 2015 dan SNI 1726: 2012. *Rekonstruksi Tadulako: Civil Engineering Journal on Research and Development*, Vol. 1, No. 2, 9-16