

KINERJA SISTEM STRUKTUR RANGKA BAJA DENGAN BRESING TAHAN TEKUK HINGGA BATASAN KETINGGIAN 80 METER

Kennard Evan Sungkana¹, Andy Prabowo²

¹ Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jakarta

² Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jakarta

²andy.prabowo@ft.untar.ac.id

ABSTRAK: Sistem rangka baja Ter-Breis Tahan Tekuk (BTT) menjadi alternatif untuk meningkatkan kinerja seismik struktur gedung bertingkat. Berdasarkan SNI 1726:2019, penggunaan sistem BTT dibatasi hingga ketinggian gedung 48 m. Apabila dilewati, maka perlu dilakukan evaluasi untuk membuktikan kinerja strukturnya. Penelitian ini mengevaluasi kinerja Struktur Rangka Baja Ter-Breis Tahan Tekuk (SRBBTT) dengan variasi ketinggian 48 m, 64 m, dan 80 m menggunakan analisis *pushover*. Penentuan kinerja menggunakan metode *Displacement Coefficient Method* (DCM) dan *Capacity Spectrum Method* (CSM), masing-masing sesuai ASCE 41-17 dan FEMA 440. Hasil evaluasi menunjukkan seluruh model memenuhi level kinerja *Life Safety* (LS) untuk tingkat gempa DBE (*Design Basis Earthquake*) dan level *Collapse Prevention* (CP) untuk tingkat MCE (*Maximum Considered Earthquake*). Hasil perhitungan ulang menunjukkan nilai parameter daktilitas struktur dengan ketinggian ≤ 64 m melebihi ketentuan SNI 1726:2019, sedangkan pada struktur tertinggi sedikit lebih kecil dari ketentuan SNI. Secara umum, ketinggian SRBBTT ≤ 80 m memenuhi kriteria kinerja ASCE 41-17.

Kata kunci: bresing tahan tekuk, analisis *pushover*, struktur baja, kinerja seismik, ketinggian bangunan

ABSTRACT: *The Buckling-Restrained Braces (BRBs) steel frame system is an alternative for enhancing the seismic performance of multi-story buildings. According to SNI 1726:2019, application of BRB system is limited to 48 meter-high building. If it is exceeded, an evaluation becomes necessary to verify the structural performance. This study evaluates performance of Buckling-Restrained Braced Steel Frames (BRBSF) at three building heights: 48 m, 64 m, and 80 m, using pushover analysis. Performance assessments were carried out using DCM and CSM, in accordance with ASCE 41-17 and FEMA 440, respectively. The evaluation results show that all variations satisfy the maximum performance criteria of LS under DBE level and CP under MCE level. Verification results show that ductility parameters of buildings ≤ 64 m high exceed the SNI 1726:2019 requirements, while the highest falls below the requirements. In general, BRBSF with height ≤ 80 m complies with the performance criteria of ASCE 41-17.*

Keywords: *buckling-restrained brace, pushover analysis, steel structures, seismic performance, building heights.*

1. PENDAHULUAN

Indonesia berada pada zona Cincin Api Pasifik dan pertemuan lempeng tektonik aktif yang menjadikannya rawan gempa bumi. Oleh karena itu, perencanaan struktur tahan gempa menjadi aspek penting dalam desain bangunan guna mengurangi resiko kerusakan dan korban jiwa. Struktur bangunan di Indonesia umumnya menggunakan beton bertulang, namun material ini memiliki beberapa kekurangan seperti bobot besar dan keterbatasan dalam perubahan bentuk (Mulyono, 2015).

Sebagai alternatif dari material beton, material baja digunakan sebagai material konstruksi karena memiliki kekuatan mekanis tinggi, sifat daktail, serta efisiensi konstruksi. Namun, struktur baja rentan mengalami deformasi lateral yang relatif tinggi saat terjadi gempa akibat dari kemampuan daktilitasnya. Untuk mengurangi deformasi lateralnya, komponen bresing digunakan untuk meningkatkan kekakuan sekaligus kekuatan struktur. Menurut Thorat & Salunke (2014), penambahan bresing terbukti dapat mengurangi simpangan lateral dan meningkatkan stabilitas bangunan.

Meski demikian, bresing konvensional memiliki keterbatasan karena perilaku tekan-tarik yang tidak seimbang serta potensi tekuk saat menerima beban lateral (Habibpour, 2021). Untuk mengatasi hal tersebut, digunakan Bresing Tahan Tekuk (BTT) yang mampu menahan gaya tekan tanpa mengalami tekuk. Kim & Choi (2004) menunjukkan bahwa penggunaan BTT pada struktur baja dapat menurunkan perpindahan lateral secara signifikan.

Menurut SNI 1726:2019, penggunaan BTT dibatasi pada bangunan rangka baja setinggi 48 m. Meskipun demikian, ketentuan pasal 7.2.5.4 di SNI membolehkan penggunaan BTT hingga ketinggian sampai dengan 75 m dengan syarat khusus. Pada bangunan yang melebihi batasan tersebut, distribusi beban lateral menjadi lebih kompleks, sehingga efektivitas BTT perlu dikaji lebih lanjut. Oleh karena itu, penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi kinerja BTT pada bangunan SRBBTT setinggi 48 m, 64 m, dan 80 m dengan metode analisis *pushover* untuk menilai kapasitas lateral dan tingkat daktilitas struktur.

2. STUDI LITERATUR

2.1 Rangka Bresing Tahan Tekuk (SRBBTT)

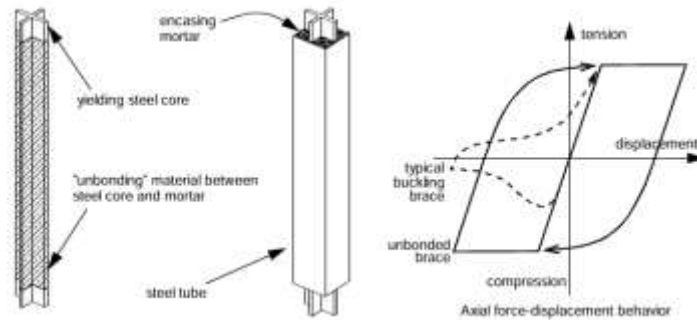
Bresing Tahan Tekuk (BTT) dikembangkan dari sistem bresing konsentrik sebagai solusi atas kelemahan bresing konvensional yang mudah mengalami tekuk saat menerima gaya tekan. Sistem ini dirancang dengan membungkus inti baja menggunakan *casing* dan material pengisi seperti mortar atau bahan inert lainnya untuk menahan gaya lateral secara seimbang tanpa mengalami tekuk (Ilham, 2020).

Komponen utama BTT terdiri dari segmen inti leleh, segmen tidak leleh, *casing* baja material pengisi, dan mekanisme pengekang (Bruneau et al., 2011). Inti baja dirancang untuk menerima deformasi plastis akibat beban siklik sementara *casing* dan pengisi berfungsi untuk menjaga stabilitas lateral komponen ini.

Dalam desain BTT, komponen inti harus dirancang untuk menahan seluruh gaya aksial yang terjadi akibat kombinasi pembebanan rencana. Berdasarkan AISC 341 (AISC, 2016), kapasitas aksial desain ditentukan dengan pendekatan LRFD dan ASD menggunakan rumus pada Persamaan 1 dan Persamaan 2.

$$\phi P_{y_{sc}} = \phi \cdot A_{sc} \cdot F_{y_{sc}} \quad (\phi = 0,90) \quad (1)$$

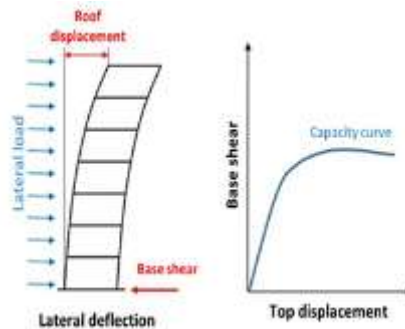
$$P_{y_{sc}}/\Omega = A_{sc} \cdot F_{y_{sc}}/\Omega \quad (\Omega = 1,67) \quad (2)$$



Gambar 1. Konsep bresing tahan tekuk (Clark et al., 1999)

2.2 Analisis Pushover

Analisis *pushover* merupakan metode *Performance-Based Design* yang digunakan untuk mengevaluasi kapasitas struktur dengan cara menerapkan beban lateral secara bertahap hingga struktur mencapai perpindahan yang ditargetkan atau mengalami keruntuhan akibat terbentuknya sendi plastis pada komponen balok maupun kolom (Wahyuni et al., 2021). Hasil dari analisis *pushover* berupa kurva kapasitas yang menggambarkan hubungan antara perpindahan atap dan gaya geser dasar, serta menggambarkan perubahan perilaku struktur dari kondisi linier ke non-linier. Kurva kapasitas analisis *pushover* dapat dilihat pada Gambar 2 **Error! Reference source not found..**



Gambar 2. Ilustrasi dari analisis *pushover* (Suwondo & Arief, 2023)

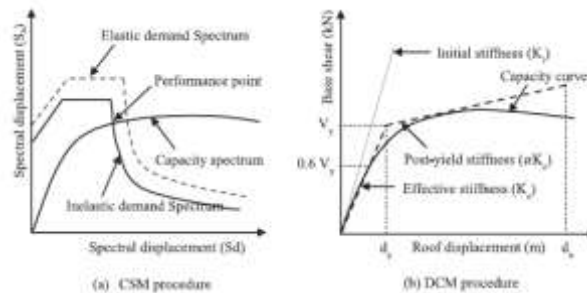
Analisis *pushover* memungkinkan penilaian capaian kinerja struktur seperti IO, LS, atau CP, serta evaluasi parameter daktilitas struktur seperti faktor modifikasi respons (R), faktor kuat lebih (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) (Sungkana et al., 2025).

2.3 Evaluasi Kinerja Struktur

Evaluasi kinerja struktur dari hasil analisis *pushover* dapat dilakukan melalui dua metode, yaitu: Metode Spektrum Kapasitas (*Capacity Spectrum Method/CSM*) dan Metode Koefisien Perpindahan (*Displacement Coefficient Method/DCM*). Kedua metode tersebut digunakan untuk menilai respons struktur terhadap gempa melalui perolehan titik kinerja (*performance points*), yang nantinya dipergunakan untuk menyimpulkan level kinerja struktur secara keseluruhan terhadap tingkat gempa tertentu.

DCM memperkirakan perpindahan target struktur melalui koreksi respons elastis linier sistem SDOF ekuivalen dengan menggunakan koefisien C_0 , C_1 , dan C_2 ASCE 41 (2017). Sementara itu, CSM membandingkan kurva kapasitas dengan spektrum respons gempa dalam format ADRS menggunakan pendekatan linier ekuivalen untuk mengevaluasi perilaku inelastik struktur FEMA 440 (2005).

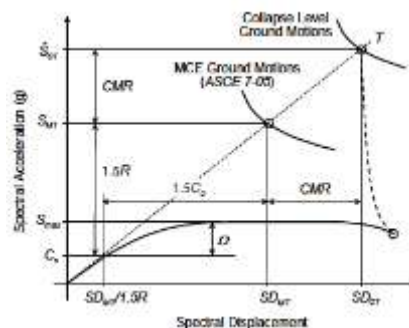
Penggambaran kedua metode dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 3. Penggambaran metode CSM dan DCM (Zameeruddin & Sangle, 2021)

2.4 Faktor Modifikasi Respons

Faktor modifikasi respons (R) menggambarkan kemampuan sistem struktur terhadap deformasi inelastik tanpa mengalami keruntuhan, serta mencerminkan kapasitas lateral struktur yang melampaui kekuatannya (Marcella & Christianto, 2022). Definisi nilai R berdasarkan FEMA P695 dapat dilihat pada Gambar 4.



Gambar 4. Definisi nilai R berdasarkan FEMA P695 (2009)

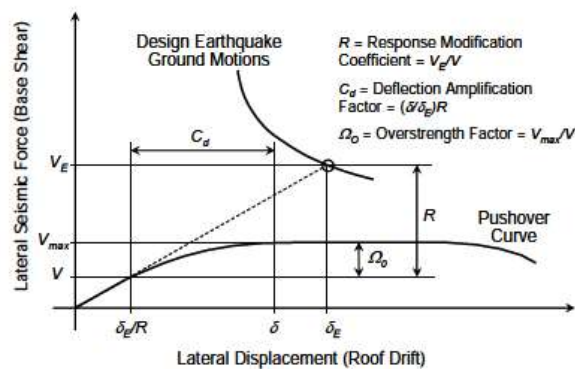
Berdasarkan Gambar 4, nilai R dapat diperoleh dari Persamaan 3.

$$1,5R = \frac{S_{MT}}{C_s} \quad (3)$$

Dimana, R = faktor modifikasi respons, S_{MT} = percepatan spektra tingkat gempa MCE saat periode fundamental struktur, dan C_s = koefisien respons seismik.

2.5 Faktor Kuat Lebih

Faktor kuat lebih (Ω_0) mencerminkan kapasitas tambahan pada struktur yang melampaui ketentuan minimum desain gempa, sehingga memungkinkan terbentuknya sendi plastis berulang pada komponen-komponen struktural utama (Mahmoudi, 2003). Gambar 5 memberikan pendefinisian Ω_0 dan C_d berdasarkan FEMA P695.



Gambar 5. Definisi Ω_0 dan C_d berdasarkan FEMA P695 (2009)

Berdasarkan Gambar 5, nilai Ω_0 dapat diperoleh menggunakan Persamaan

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad (4)$$

Dimana, Ω_0 = faktor kuat lebih, V_{max} = gaya geser maksimum saat struktur mengalami leleh, dan V = gaya geser desain.

2.6 Faktor Pembesaran Defleksi

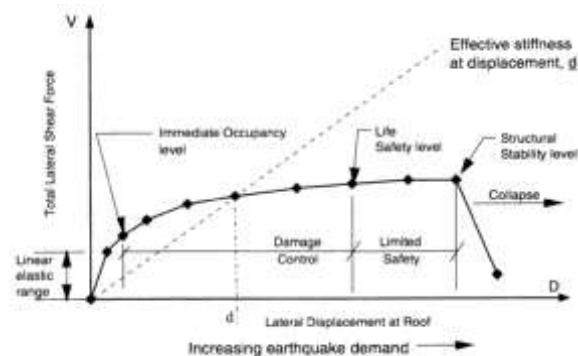
Li & Su dalam Li et al. (2022) menyatakan bahwa faktor pembesaran defleksi (C_d) digunakan dalam desain struktur tahan gempa untuk memperkirakan simpangan plastis maksimum dan memproyeksikan kemampuan deformasi maksimum yang dapat dicapai oleh struktur. Berdasarkan Gambar 5, nilai C_d dapat diperoleh menggunakan Persamaan 5.

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E/R} \quad (5)$$

Dimana, C_d = faktor pembesaran defleksi, δ = deformasi lateral atap struktur saat kondisi leleh, dan δ_E/R = deformasi lateral atap struktur berdasarkan gaya geser desain.

2.7 Tingkat Kinerja Struktur

Dalam ATC 40 (1996), dimuat klasifikasi tingkat kinerja struktur pada kurva kapasitas, serta batasan deformasi untuk tiap tingkat kinerja yang dapat dilihat pada Gambar 6 dan Tabel 1.



Gambar 6. Kurva kapasitas tingkat kinerja struktur (ATC, 1996)

Tabel 1. Batasan deformasi untuk tiap tingkat kinerja berdasarkan ATC 40 (1996)

Batasan Simpangan Antar Tingkat	Tingkat Kinerja			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Simpangan Total Maksimum	0,01	0,01 – 0,02	0,02	$0,33 \frac{V_i}{P_i}$
Simpangan Inelastik Maksimum	0,005	0,005 – 0,015	Tidak ada batasan	Tidak ada batasan

Selain itu, ASCE 41 (2017) juga mengatur batasan untuk tingkat kinerja struktur untuk bangunan baru untuk setiap kategori resiko berdasarkan tingkat bahaya seismik BSE-1N (periode 500 tahunan), dan BSE-2N (periode 2500 tahunan) yang dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Batasan tingkat kinerja struktur untuk bangunan baru berdasarkan ASCE 41 (2017)

Kategori Resiko Bangunan	Tingkat Bahaya Seismik	
	BSE-1N	BSE-2N
I dan II	Kinerja struktur <i>Life Safety</i>	Kinerja struktur <i>Collapse Prevention</i>
III	Kinerja struktur <i>Damage Control</i>	Kinerja struktur <i>Life Safety</i>
IV	Kinerja struktur <i>Immediate Occupancy</i>	Kinerja struktur <i>Life Safety</i>

3. METODE PENELITIAN

Dalam penelitian ini, analisis struktur dilakukan menggunakan bantuan *software* MIDAS Gen dengan pemodelan tiga dimensi yang terdiri dari komponen balok, kolom, dan bresing. Pembebanan gravitasi pada struktur mengacu pada SNI 1727, dan evaluasi kinerja struktur dilakukan melalui analisis statik non-linier.

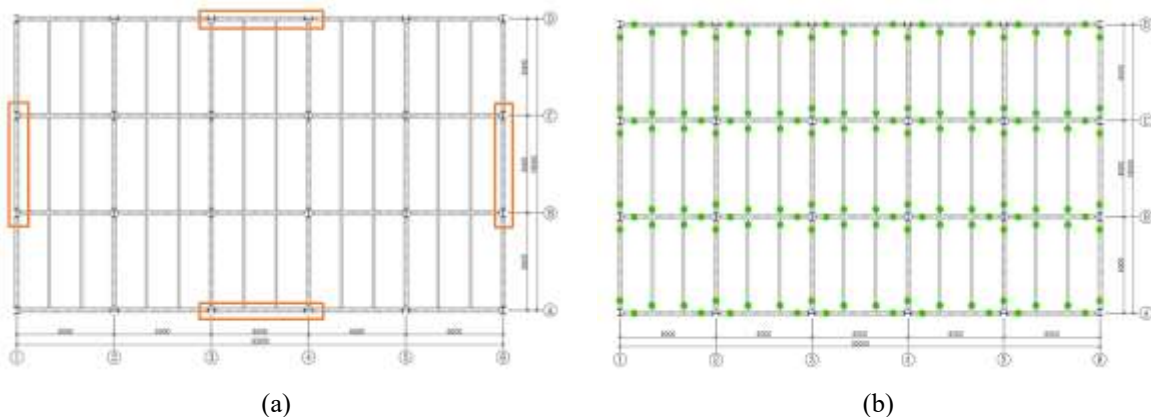
3.1 Deskripsi Umum Bangunan

Struktur yang dianalisis merupakan gedung baja yang difungsikan sebagai perkantoran dan berlokasi di Jakarta dengan kondisi tanah lunak (klasifikasi SE). Ketinggian gedung divariasikan dengan ketinggian 48 m, 64 m, dan 80 m. Sistem SRBBTT ditempatkan ditengah bentang arah X dan Y sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 7(a). Data teknis lainnya dapat dilihat pada Tabel 3.

Sistem SRBBTT pada model menggunakan perletakkan jepit, sedangkan perletakkan lainnya menggunakan sendi. Kedua ujung balok induk, balok anak, balok SRBBTT, dan kolom luar struktur SRBBTT diberikan sendi (*moment released*) seperti dapat dilihat pada Gambar 7(b). Pemodelan 3D bangunan disajikan pada Gambar 8.

Tabel 3. Data teknis bangunan

Data Struktur	Keterangan
Dimensi Bangunan	30 × 18 m
Tinggi lantai antar tingkat	4 m
Fy	370 MPa
Fu	540 MPa



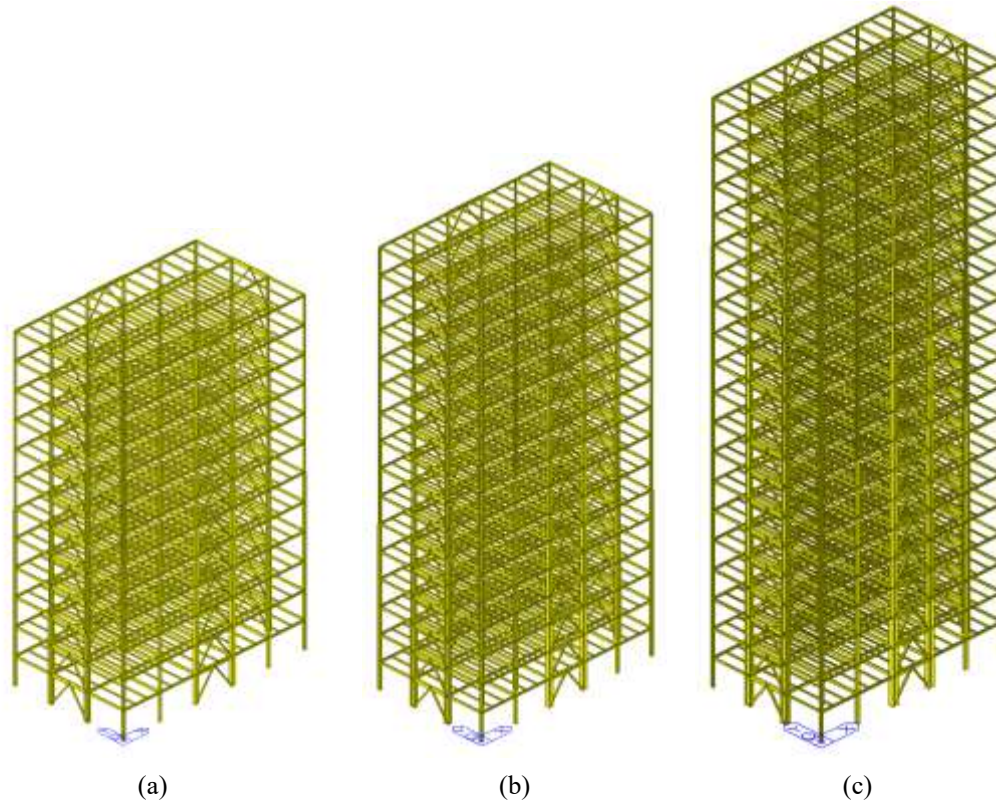
Gambar 7. Denah bangunan dan letak BTT (a) dan pemodelan *moment-release* pada balok (b)

3.2 Prosedur Analisis

Pada penelitian ini, perhitungan beban gravitasi dilakukan berdasarkan SNI 1727 (BSN, 2020), sementara beban gempa dihitung mengacu pada SNI 1726 (BSN, 2019). Tahap awal analisis mencakup perbandingan antara hasil analisis statik ekuivalen dan respons spektrum, dengan fokus pada nilai gaya geser dasar serta periode fundamental struktur. Gaya geser dasar dari analisis respons spektrum harus diskalakan agar setara dengan hasil dari analisis statik ekuivalen.

Analisis dilanjutkan dengan perancangan kapasitas komponen balok, kolom, dan bresing yang harus memenuhi syarat *highly ductile member* berdasarkan AISC 341 (AISC, 2016). Desain dilakukan menggunakan kombinasi pembebanan dengan faktor reduksi ($\rho = 1,3$), untuk komponen bresing, dan faktor kuat lebih ($\Omega_0 = 2,5$), untuk komponen balok dan kolom. Setelah seluruh komponen dirancang untuk mampu memikul gaya-gaya dalam yang timbul serta prinsip *capacity design*, pemodelan sendi plastis dilakukan untuk analisis *pushover*.

Analisis *pushover* menghasilkan kurva *pushover* (grafik gaya geser dasar – perpindahan atap) yang akan digunakan sebagai dasar untuk mengevaluasi kinerja struktur menggunakan 2 metode pendekatan yaitu Metode Spektrum Kapasitas (CSM) yang mengacu pada FEMA 440 (2005) dan Metode Koefisien Perpindahan (DCM) yang mengacu pada ASCE 41 (2017).

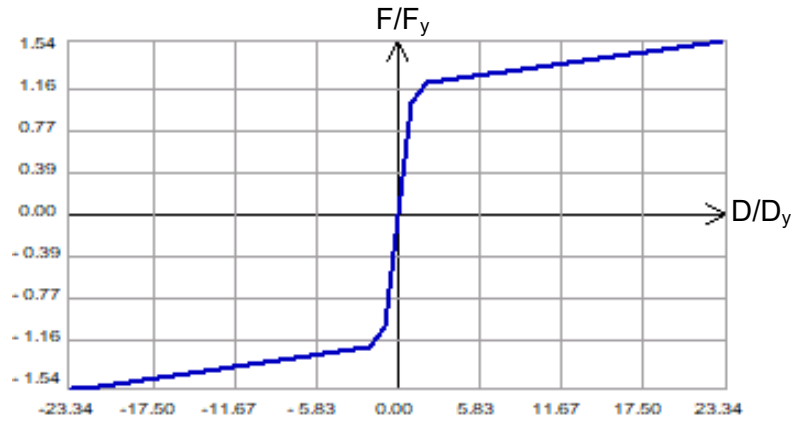


Gambar 8. Pemodelan 3D M12 (a), M16 (b), dan M20 (c)

3.3 Pemodelan Sendi Plastis

Sendi plastis dimodelkan dengan menggunakan pendekatan *deformation-controlled* untuk komponen bresing. Pendekatan *deformation-controlled* memberikan respons struktur yang lebih daktail dibanding pendekatan *force-controlled* karena pendekatan *deformation-controlled* menilai kegagalan berdasarkan batas deformasi, sedangkan *force-controlled* berdasarkan kapasitas ultimit. Perilaku *deformation-controlled* diaplikasikan untuk sendi plastis komponen bresing dengan perilaku aksial murni. Perilaku *force-controlled* diaplikasikan untuk komponen balok dan kolom untuk perilaku aksial murni.

Pemodelan sendi plastis mengacu pada tabel C7-1 pada ASCE 41 (2017), dimana sendi plastis bresing dengan pendekatan *deformation-controlled* menggunakan sendi plastis dengan perilaku gaya dalam aksial dengan posisi berada pada tengah komponen. Pemodelan kurva gaya-deformasi untuk sendi plastis bresing disajikan pada Gambar 9, dengan F/F_y menyatakan rasio kapasitas aksial ternormalisasi terhadap gaya aksial leleh dan D/D_y menyatakan ratio deformasi aksial ternormalisasi terhadap deformasi aksial leleh. Kekuatan aksial leleh pada Gambar 9 dihitung menggunakan *expected strength* sehingga faktor *strain-hardening* sebesar 10% sudah diperhitungkan.



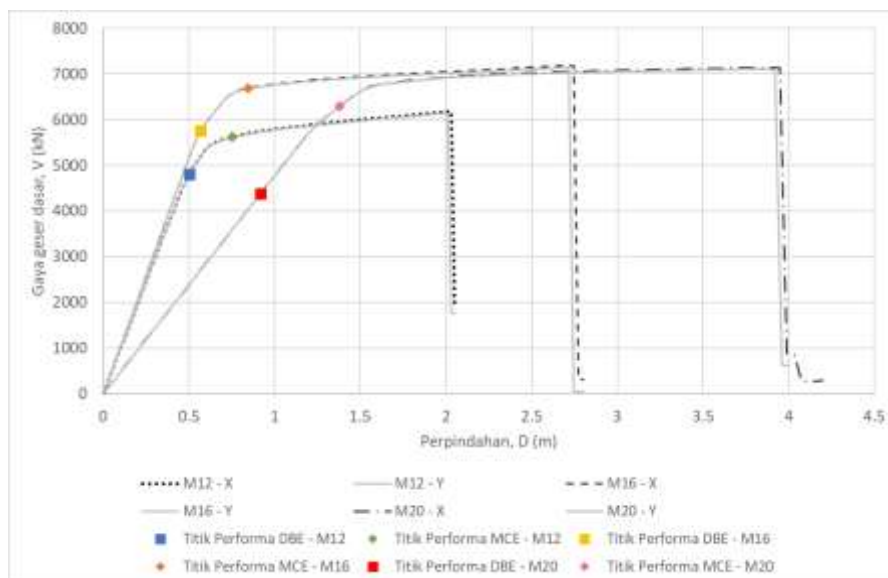
Gambar 9. Pemodelan tipikal sendi plastis pada bresing

4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Untuk mempermudah penulisan pada pembahasan berikutnya, model struktur 48 m (12 lantai), 64 m (16 lantai), dan 80 m (20 lantai) akan dinotasikan sebagai M12, M16, dan M20.

4.1 Analisis Pushover

Berdasarkan ASCE 41 (2017), analisis *pushover* dilakukan pada model struktur yang telah dilengkapi dengan sendi plastis. Beban lateral diterapkan secara bertahap pada arah X dan Y, dengan 1 titik monitor digunakan sebagai acuan. Hasil dari analisis ini berupa kurva kapasitas yang menggambarkan kemampuan struktur dalam menahan beban lateral hingga mencapai kondisi keruntuhan. Kurva kapasitas hasil analisis *pushover* pada seluruh model struktur dapat dilihat pada Gambar 10. Kurva kapasitas yang ditunjukkan pada Gambar 10 menjadi acuan dalam menilai level kinerja struktur berdasarkan kriteria performa yang ditetapkan dalam standar.



Gambar 10. Kurva kapasitas seluruh model struktur

4.2 Pemeriksaan Kinerja Struktur

Pemeriksaan kinerja struktur dilakukan menggunakan metode DCM dan CSM untuk menentukan titik kinerja (V_p , δ_p) struktur berdasarkan tingkat gempa DBE (*Desain Basis Earthquake*) dan tingkat gempa MCE (*Maximum Considered Earthquake*). Tingkat gempa DBE diperlukan untuk evaluasi pemenuhan kriteria BSE-1N dengan menggunakan intensitas gempa periode 500 tahunan, sementara tingkat gempa MCE diperlukan untuk evaluasi pemenuhan kriteria BSE-2N, menggunakan periode ulang 2500 tahunan. Hasil analisis kedua metode untuk seluruh model disajikan pada

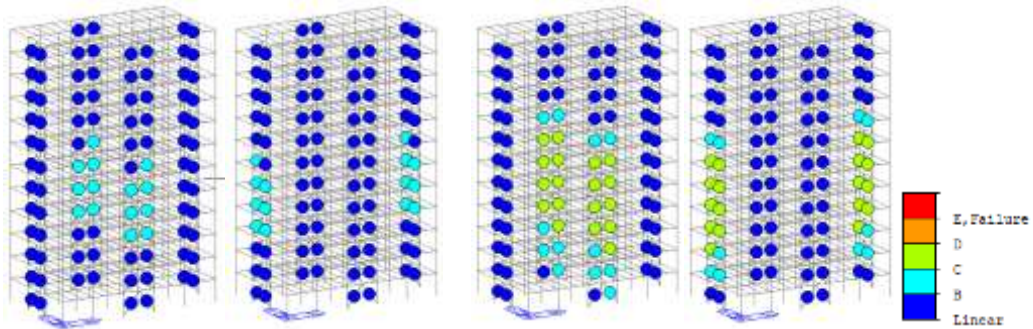
Tabel 4. Untuk evaluasi terhadap *drift limit* seperti pada Tabel 1, maka disajikan nilai δ_p/H dan diperoleh apabila hampir seluruh nilai $\delta_p/H < 2\%$ sebagai batasan kinerja LS menurut ATC 40.

Penentuan level kinerja, V_p , dan δ_p didasarkan pada hasil pemeriksaan dengan nilai δ_p terkecil untuk memperoleh level kinerja yang lebih konservatif. Berdasarkan

Tabel 4, struktur M12 dan M20 dievaluasi menggunakan metode DCM untuk kedua tingkat gempa, sementara M16 menggunakan CSM. Pada gempa MCE, kinerja struktur M16 dari metode DCM lebih buruk (LS) dibandingkan CSM (IO), sedangkan M20 menunjukkan hasil sebaliknya. Meski demikian, seluruh struktur tetap memenuhi batas kinerja maksimum gempa MCE, yaitu *Collapse Prevention* (CP) sesuai ASCE 41 (2017).

Tabel 4. Hasil pemeriksaan kinerja struktur M12, M16, dan M20

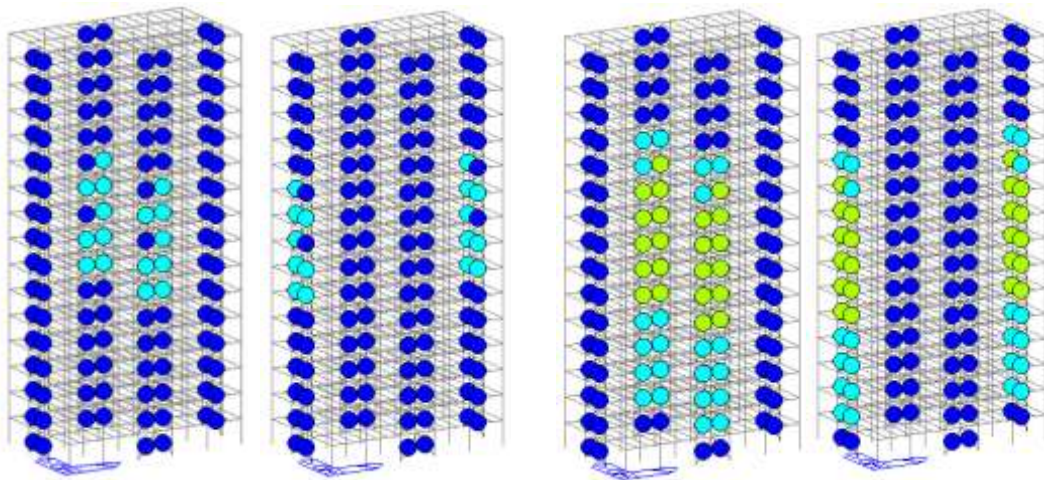
Model	Arah	Tingkat Gempa	Metode Evaluasi	V_p (kN)	δ_p (m)	δ_p/H (%)	Level Kinerja	Step	% Perbedaan δ_p dari DCM dan CSM
M12	X	DBE	DCM	4801,7	0,50	1,0%	IO	25	20%
		(BSE-1N)	CSM	5430,0	0,62	1,6%	IO	30	
		MCE	DCM	5618,4	0,75	1,3%	LS	37	
	Y	(BSE-2N)	CSM	5746,0	0,92	1,9%	LS	44	18%
		DBE	DCM	4802,7	0,50	1,0%	IO	25	20%
		(BSE-1N)	CSM	5427,0	0,62	1,6%	LS	37	
MCE	DCM	5607,1	0,75	1,3%	IO	30			
M16	X	(BSE-2N)	CSM	5730,0	0,92	1,9%	LS	44	18%
		DBE	DCM	6399,5	0,70	1,1%	IO	25	23%
		(BSE-1N)	CSM	5761,0	0,57	1,6%	IO	20	
	MCE	DCM	6798,3	1,05	0,9%	LS	38		
	Y	(BSE-2N)	CSM	6692,0	0,84	1,3%	IO	30	24%
		DBE	DCM	6418,6	0,70	1,1%	IO	25	23%
(BSE-1N)		CSM	5761,0	0,57	1,6%	IO	20		
MCE	DCM	6781,2	1,05	0,9%	LS	38			
M20	X	(BSE-2N)	CSM	6680,0	0,84	1,3%	IO	30	24%
		DBE	DCM	4384,2	0,92	1,1%	IO	22	21%
		(BSE-1N)	CSM	5533,0	1,16	1,7%	IO	27	
	MCE	DCM	6293,2	1,38	1,5%	IO	33		
	Y	(BSE-2N)	CSM	6837,0	1,73	2,2%	LS	41	20%
		DBE	DCM	4383,3	0,92	1,1%	IO	23	21%
(BSE-1N)		CSM	5534,0	1,16	1,7%	IO	29		
MCE	DCM	6289,5	1,38	1,5%	IO	35			
		(BSE-2N)	CSM	6822,0	1,73	2,2%	LS	43	20%



(a) arah X (kiri) dan Y (kanan)

(b) arah X (kiri) dan Y (kanan)

Gambar 11. Performa BTT M12 untuk tingkat gempa DBE (a) dan MCE (b)

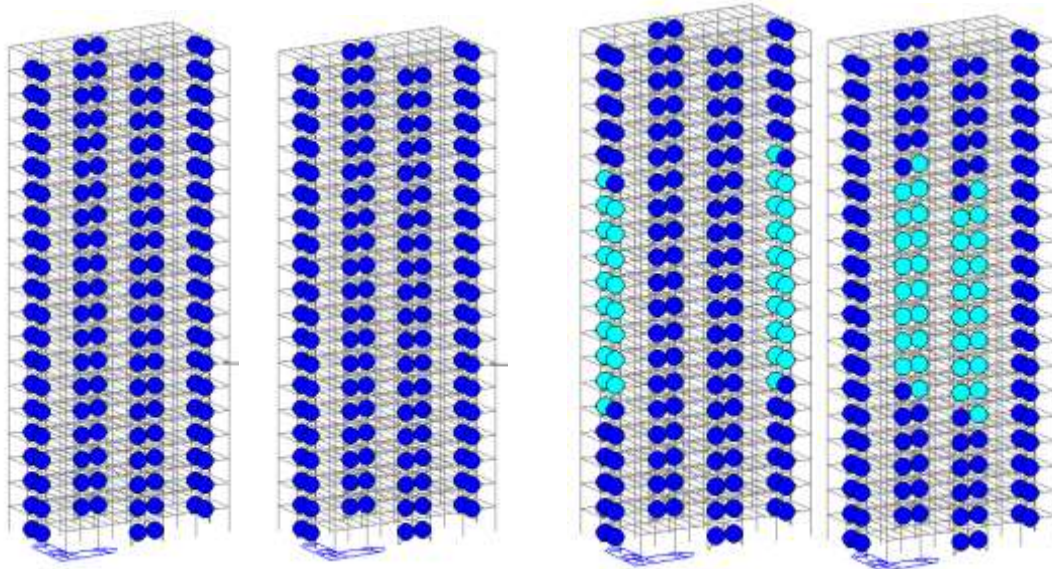


(a) arah X (kiri) dan Y (kanan)

(b) arah X (kiri) dan Y (kanan)

Gambar 12. Performa BTT M16 untuk tingkat gempa DBE (a) dan MCE (b)

Pada Gambar 11 menunjukkan apabila komponen bresing sudah mencapai kondisi lelehnya pada saat mencapai nilai titik kinerja pada tingkat gempa DBE. Selanjutnya, komponen bresing telah mencapai kapasitas ultimitnya ketika dikenakan gempa MCE. Hal serupa terjadi pada Gambar 12, yaitu pada bangunan 16 lantai. Sementara, pada bangunan 20 lantai (Gambar 13), seluruh komponen bresing belum ada yang mencapai kondisi lelehnya apabila dikenakan tingkat gempa DBE. Untuk tingkat gempa MCE, beberapa komponen bresing pada Gambar 13 telah mencapai kapasitas lelehnya tetapi belum melewati kapasitas ultimitnya.

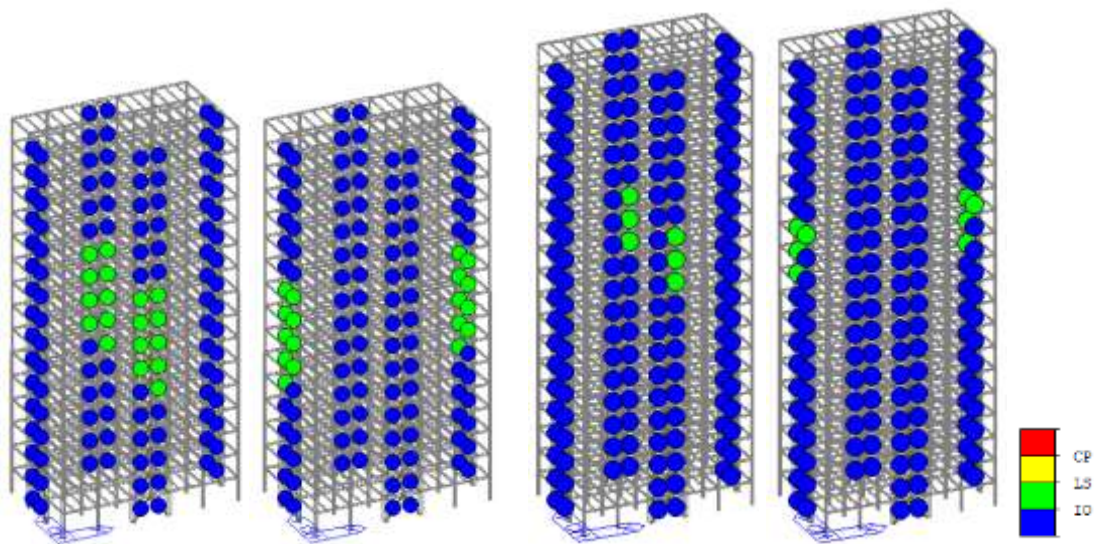


(a) arah X (kiri) dan Y (kanan)

(b) arah X (kiri) dan Y (kanan)

Gambar 13. Performa BTT M20 untuk tingkat gempa DBE (a) dan MCE (b)

Sebagai tambahan, Gambar 14 menunjukkan distribusi level kinerja sendi plastis pada komponen bresing bangunan M16 dan M20 untuk gempa MCE. Dari gambar tersebut, diketahui apabila komponen bresing belum ada yang mencapai kinerja CP. Seluruh komponen bresing yang mengalami kerusakan terparah, berada pada level LS. Hal ini menunjukkan bahwa meskipun batas ketinggian bangunan dilampaui, kinerja komponen bresing secara keseluruhan masih dapat diterima akibat belum ditemukannya kerusakan.



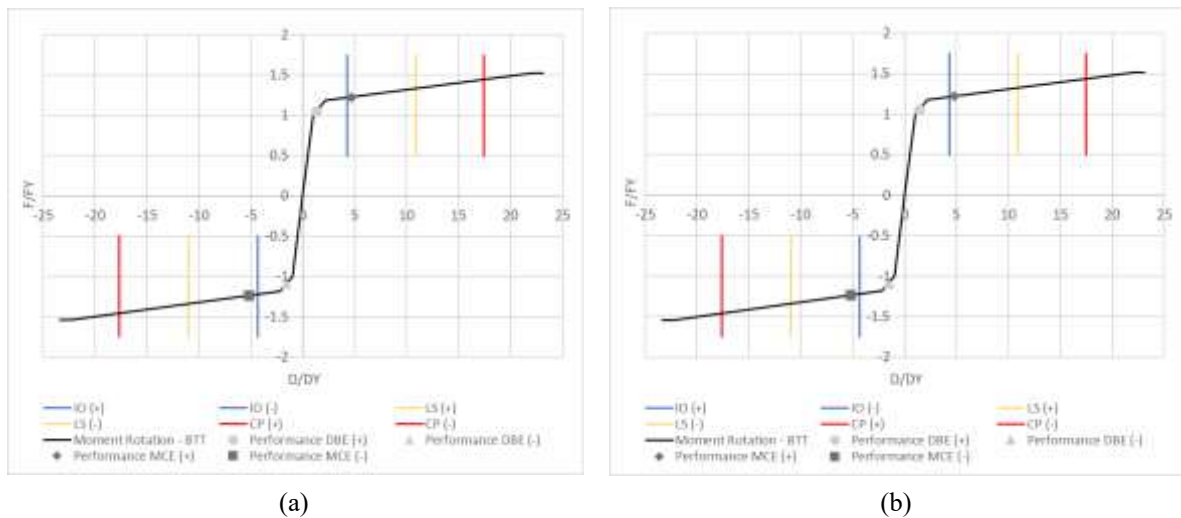
(a)

(b)

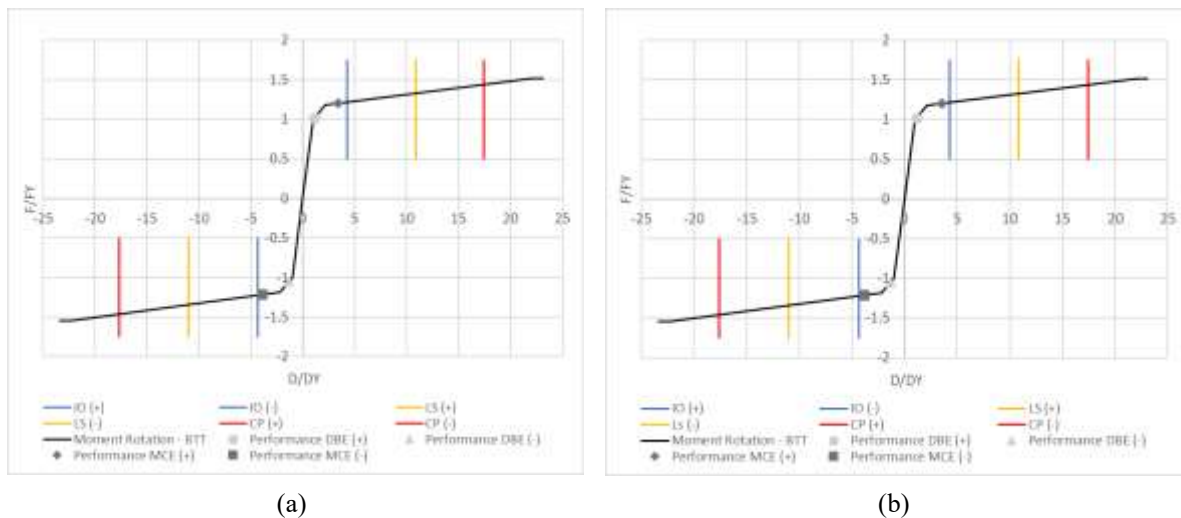
Gambar 14. Performa BTT (kondisi terburuk) pada tingkat gempa MCE pada struktur M16 (a) dan M20 (b)

4.3 Pemeriksaan *Deformation-Controlled*

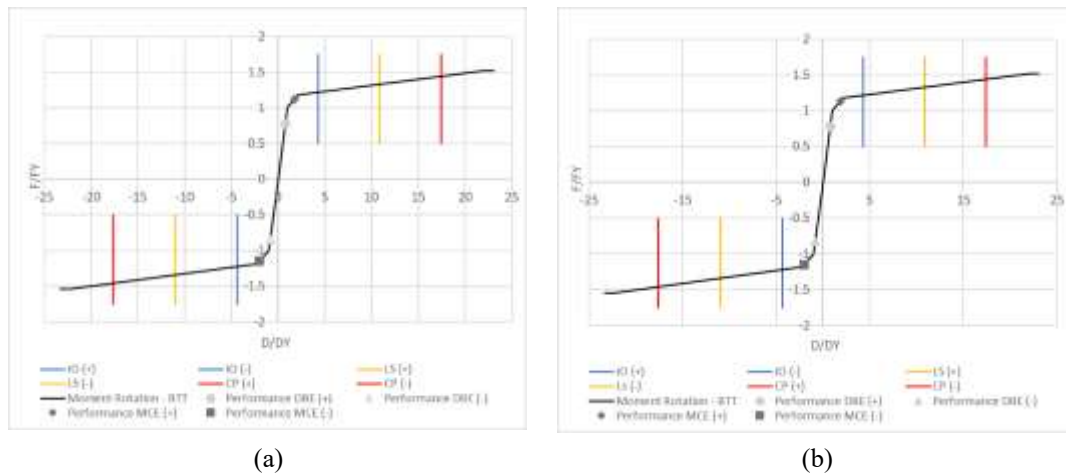
Pemeriksaan *deformation controlled* pada komponen bresing dilakukan untuk mengkonfirmasi kinerja struktur. Pemeriksaan dilakukan dengan menaruh nilai terbesar dari gaya dan deformasi dari komponen struktur pada kurva *backbone* (yang digunakan untuk memodelkan sendi plastis), dengan tujuan untuk memperoleh nilai kuantitatif dari level kinerja komponen struktur. Hasil pemeriksaan *deformation-controlled* untuk komponen bresing dapat dilihat pada Gambar 15 hingga Gambar 17.



Gambar 15. Kurva backbone aksial BTT struktur M12 untuk arah X (a) dan Y (b)



Gambar 16. Kurva backbone aksial BTT struktur M16 untuk arah X (a) dan Y (b)



Gambar 17. Kurva backbone aksial BTT struktur M20 untuk arah X (a) dan Y (b)

Berdasarkan Gambar 15 hingga Gambar 17, seluruh komponen bresing memiliki kinerja di bawah kinerja maksimal yang disyaratkan oleh ASCE 41-17 pada 2 tingkat gempa. Untuk struktur M12, kinerja pada tingkat gempa DBE berada pada level IO, sedangkan pada tingkat MCE sedikit melampaui LS namun masih jauh dari CP, menandakan struktur tetap stabil. Struktur M16 dan M20 menunjukkan kinerja pada level IO untuk tingkat gempa DBE dan MCE, namun pada struktur M16, kinerja MCE mendekati ambang IO, menandakan bresing mulai memasuki batas awal kerusakan.

4.4 Pemeriksaan *Force-Controlled*

Berdasarkan Tabel C7-1 pada ASCE 41 (2017), sistem rangka bresing mensyaratkan evaluasi *force-controlled* pada balok dan kolom untuk gaya dalam aksial. Untuk sistem BTT, gaya aksial pada balok = 0 sehingga pengecekan gaya aksial hanya pada kolom di samping bresing. Apabila gaya aksial melebihi 1,05 kali kekuatan aksial penampang maka disimpulkan apabila kolom sudah mengalami pelelehan.

Tabel 5. Perbandingan Gaya dan Kapasitas Kolom Struktur M12

Komponen	Arah	Tingkat Gempa	Gaya Aksial, F_x (kN)	Kapasitas Aksial, P_c (kN)	Rasio $\frac{F_x}{P_c} < 1,05$
Kolom Lantai 1 – 3	X	DBE	15252	16214,2	OK
		MCE	17561,3		NOT OK
	Y	DBE	15268,2		OK
		MCE	17555,7		NOT OK
Kolom Lantai 4 – 6	X	DBE	9858	8779,35	NOT OK
		MCE	11341,2		NOT OK
	Y	DBE	9868,5		NOT OK
		MCE	11332,5		NOT OK
Kolom Lantai 7 – 9	X	DBE	4896	5151,93	OK
		MCE	5603,5		NOT OK
	Y	DBE	4905,5		OK
		MCE	5591,1		NOT OK
Kolom Lantai 10 – 12	X	DBE	1237,7	3057,93	OK
		MCE	1380,2		OK
	Y	DBE	1250		OK
		MCE	1390,4		OK

Tabel 6. Perbandingan Gaya dan Kapasitas Kolom Struktur M16

Komponen	Arah	Tingkat Gempa	Gaya Aksial, Fx (kN)	Kapasitas Aksial, Pc (kN)	Rasio $\frac{F_x}{P_c} < 1,05$
Kolom Lantai 1 – 3	X	DBE	24365,6	27622,7	OK
		MCE	28458,9		OK
	Y	DBE	24392		OK
		MCE	28453,7		OK
Kolom Lantai 4 – 6	X	DBE	18121,8	16183	NOT OK
		MCE	21299,9		NOT OK
	Y	DBE	18140,9		NOT OK
		MCE	21292,1		NOT OK
Kolom Lantai 7 – 9	X	DBE	11938,6	14231,7	OK
		MCE	13948		OK
	Y	DBE	11951,5		OK
		MCE	13941		OK
Kolom Lantai 10 – 12	X	DBE	6389,7	9089,93	OK
		MCE	7460,4		OK
	Y	DBE	6398,6		OK
		MCE	7449,1		OK
Kolom Lantai 13 - 16	X	DBE	2148,3	3010,37	OK
		MCE	2442,9		OK
	Y	DBE	2161,3		OK
		MCE	2453		OK

Hasil evaluasi menunjukkan beberapa kolom mengalami gaya aksial yang melebihi kapasitas, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 5 dan Tabel 6 untuk tingkat gempa DBE dan MCE pada model M12 dan M16. Kriteria pelelehan *force-controlled* pada penelitian ini diambil toleransi sebesar 5% dengan anggapan *strain-hardening* dari material mencapai 10%. Asumsi ini relevan untuk baja dengan kuat leleh di atas 350 MPa.

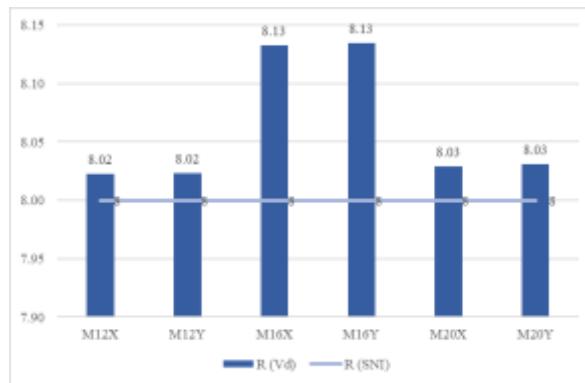
Berdasarkan hasil Tabel 5 dan Tabel 6, gaya aksial yang melampaui kapasitas penampang kolom teridentifikasi pada struktur M12 dan M16, baik pada tingkat gempa DBE maupun MCE. Pada struktur M12, terjadi gaya aksial yang melebihi kapasitas pada lantai 1 – 3 hingga lantai 7 – 9, sedangkan pada struktur M16 hanya terjadi di lantai 4 – 6. Kondisi ini disebabkan oleh perubahan dimensi penampang yang cukup signifikan, sehingga mengakibatkan distribusi gaya aksial menjadi tidak merata.

4.5 Parameter Daktilitas Struktur (R , Ω_0 , C_d)

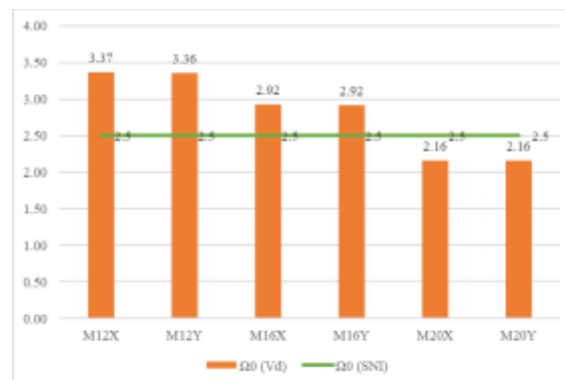
Perhitungan parameter daktilitas struktur dihitung pada tingkat gempa MCE terhadap nilai gaya geser dan perpindahan desain. Nilai gaya geser dan perpindahan lateral desain, disimbolkan dengan V_d dan δ_d . Selanjutnya, nilai R , Ω_0 , dan C_d yang diperoleh dari hasil *pushover*, dibandingkan dengan nilai yang diatur oleh SNI 1726.

Hasil evaluasi parameter daktilitas struktur dapat dilihat pada Gambar 18 hingga Gambar 20.

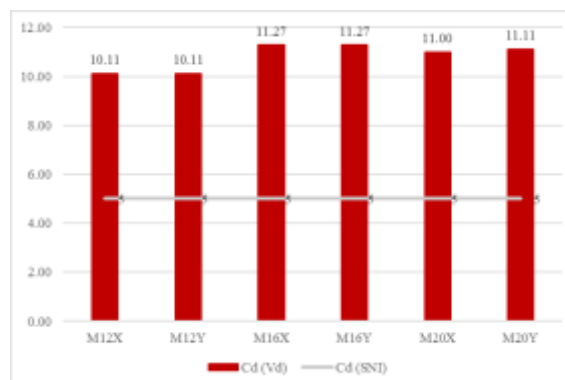
Sungkana & Prabowo: Evaluasi Kinerja Rangka Baja Ter-breis Tahan Tekuk dengan Variasi Ketinggian Menggunakan Analisis *Pushover*



Gambar 18. Perbandingan nilai R hasil *pushover* berdasarkan V_d terhadap nilai $R = 8$ (SNI 1726:2019)



Gambar 19. Perbandingan nilai Ω_0 hasil *pushover* berdasarkan V_d terhadap nilai $\Omega_0 = 2,5$ (SNI 1726:2019)



Gambar 20. Perbandingan nilai C_d hasil *pushover* berdasarkan V_d terhadap nilai $C_d = 5$ (SNI 1726:2019)

Mengacu pada Gambar 18, seluruh model struktur memiliki nilai R yang melampaui nilai yang disyaratkan pada SNI 1726:2019. Gambar 19 memperlihatkan bahwa nilai Ω_0 pada struktur M12 dan M16 telah melampaui batas standar SNI, dengan M12 mencatat nilai tertinggi, sedangkan M20 berada sedikit di bawah standar. Sementara itu, Gambar 20 menunjukkan bahwa semua model memiliki nilai C_d yang melebihi ketentuan SNI, menandakan kemampuan deformasi inelastik yang baik, dengan nilai tertinggi tercatat pada struktur M16 sebesar 11,27.

5. KESIMPULAN

Dari hasil analisis yang dilakukan pada ketiga model struktur, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Hasil perolehan titik kinerja dengan metode DCM dan CSM menunjukkan seluruh model dengan variasi ketinggian belum melewati batas kinerja yang disyaratkan sesuai ASCE 41-17. Meskipun demikian, terdapat perbedaan level kinerja struktur pada variasi M16 dan M20 akibat perbedaan penggunaan metode evaluasi.
2. Pemeriksaan kuantitatif dan kualitatif level kinerja bresing melalui pemodelan kurva *backbone* sebagai representatif dari aksi *deformation-controlled*. Level kinerja struktur LS pada variasi M12 ditandai dengan sedikit terlampauinya batasan nilai gaya aksial versus deformasi pada level IO. Sementara, pada variasi lainnya nilai gaya aksial versus deformasi komponen bresing masih berada di bawah batasan IO.
3. Karena keterbatasan fitur pemodelan aksi *force-controlled* pada *software* yang digunakan, maka pemeriksaan keruntuhan perilaku kolom dilakukan dengan perbandingan antara gaya dalam dan kapasitas penampang sesuai dengan petunjuk ASCE 41-17. Pemeriksaan komponen struktur dalam kategori *force-controlled* menunjukkan kolom di lantai 1-9 pada M12 memiliki gaya aksial > 1,05 kali dari kapasitas penampangnya. Sementara, hanya kolom lantai 4-6 pada M16 yang mengalami pelelehan akibat pemeriksaan *force-controlled*.
4. Secara keseluruhan, parameter daktilitas struktur (R , Ω_0 , dan C_d) yang dihitung ulang terhadap parameter gaya dan perpindahan desain mencapai nilai yang melewati nilai yang ditentukan oleh SNI 1726:2019. Meskipun demikian, nilai Ω_0 pada model M20 sedikit dibawah nilai SNI.
5. Dari ketiga variasi pemodelan dapat disimpulkan struktur SRBBTT sampai dengan ketinggian 80 m masih menunjukkan kinerja memuaskan. Namun, penerapannya di atas batas tersebut memerlukan verifikasi lebih lanjut pada perilaku nonlinier struktur menggunakan analisis respons riwayat waktu.

6. UCAPAN TERIMA KASIH

Terima kasih kepada PT. Midasindo Teknik Utama yang telah memberikan fasilitas berupa lisensi untuk *software* MIDAS Gen sehingga penelitian ini dapat diselesaikan dengan baik. Ucapan terima kasih juga disampaikan kepada Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat Universitas Tarumanagara yang telah memberikan dana hibah pada Skema Tugas Akhir untuk bisa menyelesaikan penelitian ini.

DAFTAR REFERENSI

- American Institute of Steel Construction. (2016). *AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. www.aisc.org
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784414859>
- Applied Technology Council. (1996). *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building* (Vol. 1). California Seismic Safety Commission.
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. Badan Standardisasi Nasional. <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>

- Badan Standardisasi Nasional. (2020). *SNI 1727:2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Badan Standardisasi Nasional. <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>
- Bruneau, M., Uang, C. M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (Second). McGraw-Hill Companies, Inc.
- Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., & Kimura, I. (1999, October). Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices. *Proceedings of the 68th Annual Convention*.
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*.
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *FEMA P695 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. <https://www.fema.gov/multimedia-library>
- Habibpour, F. (2021). Numerical Study of a Buckling Restrained Brace (BRB) in Steel Structures and Comparison with a Convergent Ordinary Brace (OCB) Under Static and Dynamic Loading. *Makara Journal of Technology*, 25(1), 37. <https://doi.org/10.7454/mst.v25i1.3908>
- Ilham. (2020). Analisis Kinerja Bangunan Rangka Baja dengan Bresing Tahan Tekuk terhadap Beban Gempa. *RekaRacana : Jurnal Teknik Sipil*, 6(2), 98–10.
- Kim, J., & Choi, H. (2004). Behavior and design of structures with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 26(6), 693–706. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2003.09.010>
- Li, S., Liang, W. G., Gao, D. X., & Pan, X. Z. (2022). Response modification factor and displacement amplification factor of K-shaped eccentrically braced high-strength steel frames. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 21(6), 2399–2425. <https://doi.org/10.1080/13467581.2021.1974026>
- Li, S., & Su, M. Z. (2014). Research on seismic design method of eccentrically braced steel frame based on performance. *Engineering Mechanics*, 31(10), 195–204.
- Mahmoudi, M. (2003). The relationship between overstrength and members ductility of RC moment resisting frames. *2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering*.
- Marcella, V., & Christianto, D. (2022). Analisis R, Ω_0 , Cd Pada Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Multistory X-Braacing Menggunakan Metode Pushover. *JMTS: Jurnal Mitra Teknik Sipil*, 5(2), 457–468. <https://doi.org/10.24912/jmts.v5i2.16975>
- Mulyono, T. (2015). *Teknologi Beton : Dari Teori ke Praktek*. LPP PRes.
- <https://www.researchgate.net/publication/328282664>
- Sungkana, K. E., Prabowo, A., & Christianto, D. (2025). Evaluasi Kinerja Struktur Bangunan Gedung Perkantoran 7 Lantai Dengan Analisis Pushover. *Jurnal Mitra Teknik Sipil*, 8(2), 587–600.
- Suwondo, R., & Arief, M. (2023). Evaluating the Seismic Performance of Low-Rise Concrete Buildings Using Nonlinear Static Analysis. *Civil Engineering and Architecture*, 11(4), 1976–1983. <https://doi.org/10.13189/cea.2023.110422>
- Thorat, S. R., & Salunke, P. J. (2014). Seismic Behaviour of Multistorey Shear Wall Frame Versus Braced Concrete Frames. *International Journal of Advanced Mechanical Engineering*, 4(3), 323–330. <http://www.ripublication.com/ijame.htm>
- Wahyuni, S. D., Khamid, A., Wahidin, Imron, & Feriska, Y. (2021). Evaluasi Kinerja Struktur Dinding Bata dengan Metode Analisis Pushover pada Bangunan Sederhana

Performance Evaluation of Brick Wall Structure with Pushover Analysis Method in Simple Buildings. *Infratech Building Journal (IJB)*, 2(2), 29–39.

Zameeruddin, M., & Sangle, K. K. (2021). Performance-based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame. *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 33(3), 153–165. <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.04.005>

*