

KINERJA NONLINIER RANGKA BAJA TER-BREIS KONSENTRIK KHUSUS PADA RENTANG KETINGGIAN 48-80 METER

Michael Silvester Boenyamin¹, Andy Prabowo², dan
Hendy Wijaya³

^{1,3}Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara

²Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara
email korespondensi: andy.prabowo@ft.untar.ac.id

SUBMITTED 1 JULI 2025 REVISED 10 JULI 2025 ACCEPTED 22 JULI 2025

ABSTRACT

This study analyzes the nonlinear performance of Special Concentrically Braced Steel Frames (SCBF) in high-rise buildings exceeding the height limits stipulated in SNI 1726 (48 meters). Three case studies were selected, which are steel buildings with 48 (for benchmarking), 64, and 80-meter heights. Motivated by the urban demand for space efficiency and the crucial need for seismic resistance in steel structures, this study aims to evaluate the ductility and plastic hinge behavior of SCBF in multi-storey steel buildings. The primary objectives are to analyze SCBF structural performance, compare ductility parameters (R , Ω_0 , C_d) based on design and first yield results, and determine forces and deformations in braces during Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE) events. The methodology involves nonlinear pushover analysis using MIDAS GEN 2024 software, including plastic hinge and fiber element modeling. The results indicate that SCBF performance in 48 and 64 m building heights experienced plastic hinge failure in the braces during MCE, yet met DBE limitations. Only the 20-story building satisfied MCE limits. Comparisons of R and Ω_0 values show consistency with the design plan but are lower at first yield compared to SNI 1726.

Keywords: Ductility, Plastic Hinge, Pushover Analysis, SCBF, Structural Performance

ABSTRAK

Penelitian ini menganalisis kinerja nonlinier Sistem Rangka Baja Ter-breis Konsentrik Khusus (SRBKK) pada ketinggian bangunan melebihi batasan yang diatur dalam SNI 1726:2019 (48 meter). Studi kasus dipilih tiga bangunan baja dengan variasi ketinggian 48 (untuk pembandingan), 64, dan 80 meter. Dilatarbelakangi oleh kebutuhan efisiensi ruang di perkotaan dan pentingnya ketahanan gempa pada struktur baja, penelitian ini bertujuan mengevaluasi daktilitas dan perilaku sendi plastis SRBKK pada bangunan baja berlantai banyak. Tujuan utama penelitian ini adalah menganalisis kinerja struktur SRBKK, menghitung kembali parameter daktilitas (R , Ω_0 , C_d) berdasarkan hasil analisis nonlinier statik, serta memeriksa besarnya gaya dan deformasi pada breis saat menerima gempa *Design Basis Earthquake* (DBE) dan *Maximum Considered Earthquake* (MCE). Metode analisis nonlinear statik yang digunakan adalah analisis *pushover*, menggunakan perangkat lunak MIDAS GEN 2024. Hasil penelitian menunjukkan bahwa bangunan pada ketinggian 48 dan 64 m memiliki kinerja melewati kinerja maksimum pada gempa MCE, namun memenuhi batasan kinerja gempa DBE. Sementara, bangunan pada ketinggian 80 m mampi memenuhi batasan kinerja saat gempa DBE dan MCE. Perbandingan nilai R dan Ω_0 menunjukkan kesesuaian dengan rencana desain, tetapi sedikit lebih rendah dibandingkan SNI 1726.

Keywords: Analisis *Pushover*, Daktilitas, Kinerja Struktur, SCBF, Sendi Plastis,

1. PENDAHULUAN

Sistem rangka terbreis konsentrik (SRBKK) menjadi solusi efektif dalam meningkatkan kekakuan struktur gedung baja dalam menahan beban gempa. Pada

SRBKK, breis menjadi komponen utama dalam mendisipasi energi gempa dan memiliki kontribusi dalam kinerja struktur hingga mencapai tahap nonlinier. Evaluasi kinerja SRBKK yang dapat dilakukan menggunakan analisis nonlinier telah menarik perhatian dari banyak peneliti rekayasa struktur. Keunggulan SRBKK dalam mendukung kinerja struktur secara keseluruhan dari berbagai penelitian yang ada hingga saat ini dirangkum oleh Issa et al. (2024). Berbagai jenis desain breis beserta variasi material yang digunakan dalam 27 eksperimen di laboratorium mendukung perbaikan metode desain yang ada (Issa et al., 2024).

Sebelumnya, Cano dan Imanpour (2020) melakukan evaluasi metode desain SRBKK yang didasarkan pada AISC 341 (2010; 2016a) menggunakan pemodelan numerik berbasis elemen hingga. Hasil evaluasi Cano dan Imanpour (2020) menunjukkan bahwa deformasi inelastis terdistribusi pada kolom di satu tingkat saja apabila SRBKK dirancang memenuhi kriteria AISC 341 (2010). Sementara, deformasi inelastis SRBKK terdistribusi merata di seluruh tingkat apabila dirancang menggunakan AISC 341 (2016a). Dengan demikian, perbaikan metode desain pada 2016 memberikan kinerja SRBKK yang lebih memuaskan.

Berbeda dengan Cano dan Imanpour (2020) yang menggunakan konfigurasi breis X, kinerja breis menggunakan konfigurasi *chevron (inverted V)* dievaluasi oleh Asada et al. (2020). Tidak hanya pada perilaku breis saja, fokus penelitiannya (Asada et al., 2020) juga mengevaluasi kinerja balok terhubung breis yang dirancang untuk mengalami pelelehan parsial. Walaupun balok tersebut boleh leleh, kinerja SRBKK tidak mengalami penurunan jika dibandingkan dengan SRBKK yang dirancang tanpa pelelehan pada balok terhubung breis. Namun demikian, perlu dilakukan studi lanjutan dengan variasi jumlah lantai dan konfigurasi denah gedung.

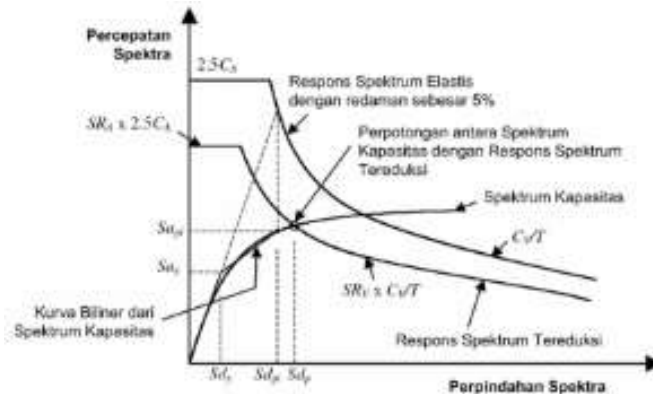
Berdasarkan beberapa referensi di atas, belum ada penelitian SRBKK yang melihat pada variasi ketinggian bangunan. Padahal, ASCE 7 (2016)/SNI 1726 (BSN, 2019) memberi batasan ketinggian pada SRBKK hingga 48 meter apabila dipakai pada gedung yang jatuh di kategori desain seismik (KDS) D dan E. Dalam hal ini, gedung tinggi yang berlokasi di Jakarta umumnya akan masuk pada KDS tersebut. Oleh karena itu, penelitian ini bertujuan mengevaluasi kinerja SRBKK apabila dipakai sebagai sistem pemikul beban lateral pada gedung tinggi, khususnya pada gedung baja. Meskipun terdapat batasan kelonggaran terhadap batasan ketinggian pada pasal 7.2.5.4 SNI 1726 (BSN, 2019), belum ada penelitian yang meninjau kinerja SRBKK dan perilaku nonliniernya. Evaluasi kinerja dan perilaku nonlinier SRBKK dilakukan juga pada penelitian ini menggunakan analisis *pushover*. Hasil analisis dievaluasi menggunakan dua metode yang akan dibahas pada tinjauan pustaka dengan dua level gempa untuk memperoleh level kinerja struktur secara keseluruhan

2. TINJAUAN PUSTAKA

a. Metode Kapasitas Spektrum (CSM)

Prosedur analisis statik non-linier ini memperkirakan respons seismik struktur dengan membandingkan kurva kapasitas struktur (hubungan perpindahan-gaya geser dasar) dengan respons spektrum rencana dalam format *Acceleration-*

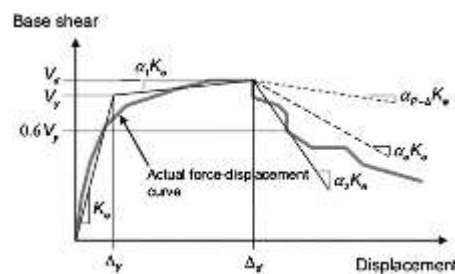
Displacement Response Spectrum (ADRS), seperti pada Gambar 2.1. Perpotongan kedua kurva ini menunjukkan perkiraan perpindahan maksimum struktur pada titik kinerja, dengan panduan yang ditemukan dalam peraturan seperti ATC-40 (1996) dan FEMA 440 (2005) yang juga membahas faktor modifikasi redaman.



Gambar 2.1. Gabungan Kurva Kapasitas Spektrum dan Kurva *Seismic Demand* (ATC-40, 1996)

b. Metode Kapasitas Spektrum (CSM)

Metode ini, yang dijelaskan dalam peraturan ASCE-41 (2017), mengubah respons elastis linier struktur menjadi perkiraan respons inelastis non-linier atau respons seismik menggunakan serangkaian koefisien modifikasi. Fokus utamanya adalah memperkirakan perpindahan target maksimum yang akan dialami struktur saat terjadi gempa, di mana hubungan gaya-perpindahan non-linier diidealkan menjadi model bilinear untuk menghitung kekakuan lateral efektif (K_e) dan kekuatan leleh efektif (V_y). Idealisasi kurva bilinear ditunjukkan oleh Gambar 2.2.



Gambar 2.2 Kurva Gaya-Perpindahan Ideal (ASCE 41, 2017)

c. Sendi Plastis

Sendi plastis adalah zona deformasi inelastis yang terbentuk pada elemen struktur ketika material melampaui batas elastis dan mulai mengalami aliran plastis. Sendi plastis menyerap energi gempa melalui deformasi terkontrol, dan merupakan fenomena vital yang terbentuk di lokasi konsentrasi tegangan (biasanya di ujung elemen) saat momen lentur melebihi kapasitas elastis, sehingga memungkinkan rotasi inelastis signifikan.

Pemodelannya umumnya menggunakan pendekatan "*concentrated plasticity*" yang efisien namun terbatas dalam merepresentasikan sebaran plastisitas kontinu. Sementara, pendekatan "*plasticity spread*" atau "*fiber element*" menawarkan akurasi lebih tinggi. Sendi plastis memainkan peran penting dalam desain struktur tahan gempa karena memungkinkan struktur untuk mengalami

deformasi yang besar tanpa kehilangan kekuatan secara tiba-tiba (Tran et al, 2021).

d. Parameter Daktilitas Struktur

Parameter daktilitas struktur terdiri dari tiga faktor utama. Yang pertama adalah faktor modifikasi respons (R) yang digunakan untuk desain berbasis gaya elastis linier dengan memperhitungkan perilaku nonlinier. Yang kedua yaitu faktor kuat lebih (Ω_0) yang memperhitungkan kuat gaya seismik untuk mendesain elemen struktur pada kondisi elastis. Yang ketiga yaitu faktor pembesaran defleksi (C_d) yang digunakan untuk bangunan yang berdeformasi akibat beban gempa. Ketiga parameter tersebut sudah ditentukan nilainya dalam Tabel 12 peraturan SNI 1726 (BSN, 2019). Untuk SRBKK, nilai R sebesar 6, Ω_0 sebesar 2, dan C_d sebesar 5.

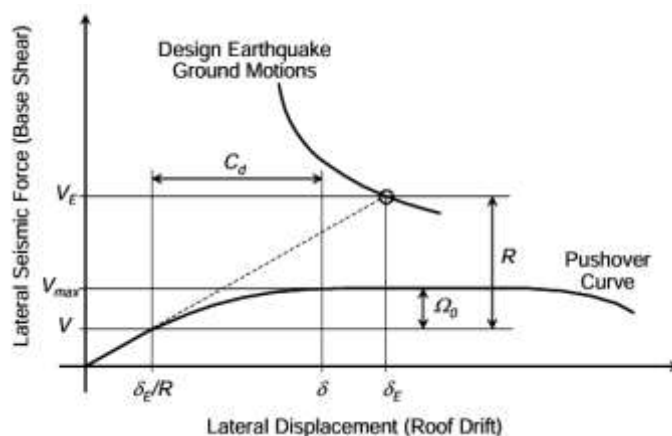
Ketiga parameter tersebut dapat diverifikasi melalui analisis pushover menggunakan pedoman FEMA P695 (2009), seperti pada Gambar 2.3 dan dapat dihitung menggunakan persamaan (1) – (3)

$$R = \frac{V_E}{V} \quad (1)$$

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad (2)$$

$$C_d = \frac{\delta_E}{\delta} \quad (3)$$

Ketiga parameter daktilitas struktur sangat penting dalam desain seismik karena menunjukkan kemampuan struktur untuk mengurangi energi, mempertahankan deformasi inelastis tanpa keruntuhan, meningkatkan kekuatan lateral, dan berdeformasi saat terkena beban gempa, sehingga menjamin keamanan dan kinerja bangunan (Marcella dan Christianto, 2022).

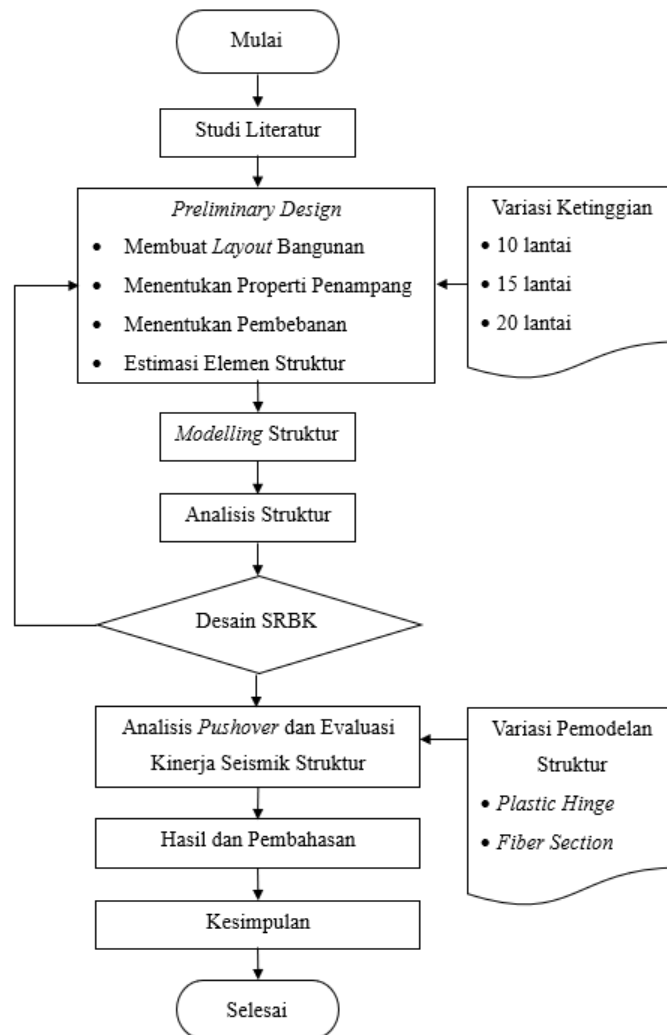


Gambar 2.3 Parameter Daktilitas Struktur R , Ω_0 , dan C_d (FEMA P695, 2009)

3. METODOLOGI PENELITIAN

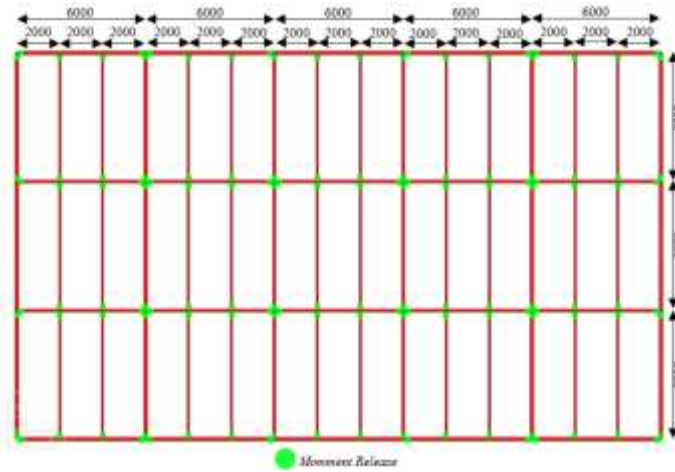
Metodologi penelitian tergambar pada diagram alir yang disajikan pada Gambar 3.1. Penelitian diawali dengan studi literatur untuk memahami dasar teori yang digunakan, berasal dari peraturan SNI, AISC, ASCE, dan FEMA. Selanjutnya,

dilakukan pemodelan struktur Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK) menggunakan perangkat lunak MIDAS GEN 2024. Terdapat tiga model bangunan struktur dengan variasi ketinggian: 12 lantai (48 meter), 16 lantai (64 meter), dan 20 lantai (80 meter).

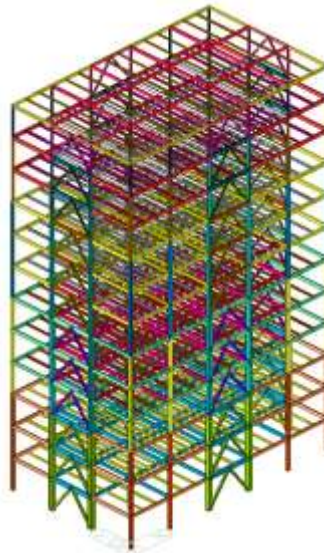


Gambar 3.1 Diagram Alir Penelitian

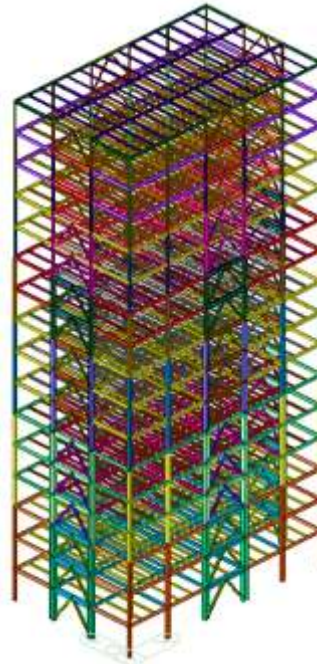
Ketiga model struktur bangunan ini kemudian dianalisis menggunakan analisis pushover dan dievaluasi kinerja seismiknya. Seluruh gedung diasumsikan berlokasi di Jakarta dengan kondisi tanah lunak (SE) dan berada pada KDS D. Denah lantai tipikal dari bangunan yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 3.2. Sementara Gambar 3.3, menunjukkan gambar tiga dimensi bangunan untuk menunjukkan lokasi SRBKK pada gedung 12 lantai. Untuk bangunan yang lebih tinggi, bentuk denah sama dengan Gambar 3.2, sedangkan model tiga dimensi ditunjukkan oleh Gambar 3.4 dan 3.5. Perlu dicatat, seluruh hubungan balok dan kolom serta balok anak dan balok induk diberikan *moment released* agar gaya gempa diserap hanya oleh komponen SRBKK.



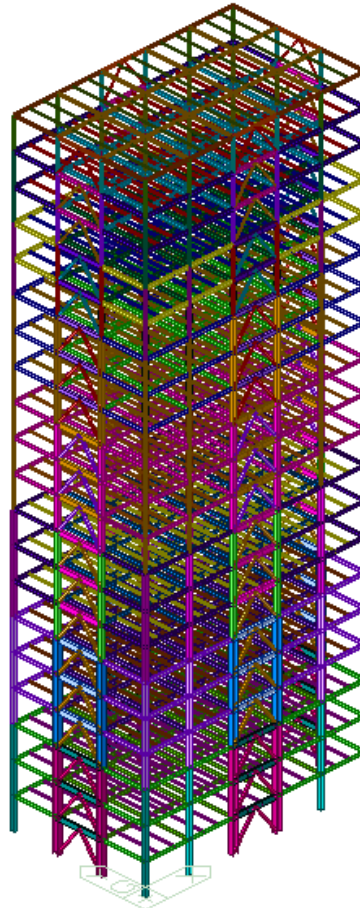
Gambar 3.2 Denah Struktur Bangunan dari Model MIDAS



Gambar 3.3 Pemodelan Tiga Dimensi Struktur 12 Lantai



Gambar 3.4 Pemodelan Tiga Dimensi Struktur 16 Lantai



Gambar 3.5 Pemodelan Tiga Dimensi Struktur 20 Lantai

a. Detail Pemodelan Struktur

Struktur bangunan yang dimodelkan dalam MIDAS GEN 2024, merupakan struktur bangunan baja dengan Sistem Rangka Terbreis Konsentris Khusus (SRBKK). Jumlah struktur bangunan ada 3 dengan tinggi 48 meter (12 lantai), 64 meter (16 lantai), dan 80 meter (20 lantai), dan tinggi perlantai setiap bangunan 4 meter. Denah bangunan yang digunakan berbentuk persegi panjang dengan luasan 30 x 18 meter, dengan fungsi bangunan sebagai kantor yang berlokasi di Jakarta. Mutu baja yang digunakan BJ 54, dengan sistem struktur bangunan tunggal, SRBKK.

Asumsi pemodelan yang digunakan pada struktur atas tanpa pemodelan fondasi, perletakan kolom lantai dasar jepit, beban mati dan hidup diperhitungkan sebagai beban merata, *moment end release* pada balok induk dan anak kecuali pada SRBKK, sambungan balok-kolom diasumsikan *rigid*, pelat lantai, dinding, dan atap diperhitungkan sebagai beban merata. Untuk spesifikasi material baja menggunakan mutu baja BJ 54 dengan tegangan leleh (F_y) sebesar 370 MPa, tegangan ultimit (F_u) sebesar 540 MPa, modulus elastisitas (E) sebesar 200000 MPa, dan nisbah poisson (μ) sebesar 0,3.

Sebelum dilakukan analisis *pushover*, ketiga model dirancang seluruh

komponen strukturnya mengikuti prinsip desain kapasitas pada AISC 341 (2016a) dan AISC 360 (2016b). Pemeriksaan terhadap kriteria layan juga dilakukan bersamaan dengan pemeriksaan ketidakberaturan struktur. Hal ini bertujuan sebagai validasi model struktur agar bisa dilakukan analisis *pushover*.

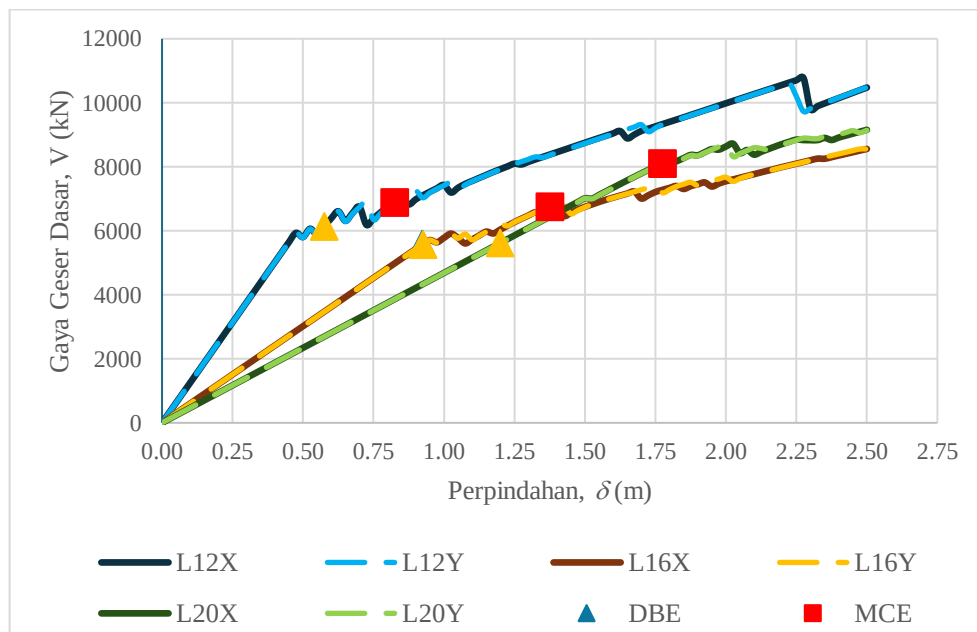
b. Pemodelan Sendi Plastis

Pendekatan plastisitas terdistribusi lebih akurat tetapi secara komputasi lebih kompleks dan mahal daripada pendekatan sendi plastis. Sebelum memodelkan sendi plastis di MIDAS GEN 2024, penting untuk mengisi gaya-gaya internal untuk elemen struktur. Pemodelan sendi plastis di MIDAS GEN 2024 dilakukan setelah memeriksa kapasitas desain struktur. Sendi plastis ini ditempatkan secara strategis hanya pada bagian breis SRBKK untuk menganalisis perilaku non-linier struktur.

Tahapan analisis *pushover* dimulai dengan pengaturan “Global Control” untuk memasukkan beban kasus dan faktor skala. Selanjutnya, “Pushover Load Cases” diatur untuk arah X dan Y, dengan penyesuaian jumlah tahapan dan penentuan perpindahan maksimum pada titik nodal atap, serta pemilihan pola beban berdasarkan mode shape yang relevan. Setelah itu, properti sendi plastis didefinisikan melalui “Hinge Properties”, memungkinkan penambahan tipe sendi plastis untuk breis. Terakhir, tahap “Directional Properties” memerlukan input parameter kurva momen-rotasi, seperti nilai $-E$ hingga E , Yield Strength (V_y), Yield Displacement (d_y), dan titik kinerja seperti Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), dan Collapse Prevention (CP), dengan perhitungan kurva momen-rotasi breis mengikuti peraturan ASCE 41 (2017) Tabel 9.8 khususnya untuk profil HSS. Hasil analisis *pushover* dilakukan validasi melalui pemeriksaan kinerja struktur yang dicapai.

4. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

a. Hasil Kurva Kapasitas Struktur



Gambar 4.1 Perbandingan Kurva *Pushover Analysis* Ketiga Bangunan

Hasil analisis *pushover* berupa kurva kapasitas struktur ditunjukkan oleh Gambar 4.1. Variasi jumlah lantai menyebabkan perbedaan bagian kemiringan fase elastik dari kurva kapasitas. Semakin tinggi gedung, maka kekakuan elastiknya semakin kecil (garis biru ke hijau). Selain kurva kapasitas, Gambar 4.1 juga menampilkan posisi titik kinerja struktur (*performance point*) melalui indikasi kotak (level gempa DBE) dan segitiga (level gempa MCE). Secara umum, titik kinerja level gempa DBE berada pada kondisi struktur mulai mengalami pelelehan (transisi dari elastik ke inelastik). Sementara, titik kinerja level MCE jatuh ketika struktur masih jauh dari keruntuhan total. Hal ini menunjukkan kinerja SRBKK yang mampu mendisipasi energi gempa hingga level MCE.

b. Hasil Pemeriksaan Kinerja Struktur Bangunan

Penentuan kinerja struktur dalam penelitian ini dilakukan dengan meninjau titik performa pada level gempa *Design Basis Earthquake* (DBE) 500 tahun dan *Maximum Considered Earthquake* (MCE) 2500 tahun, menggunakan metode *Capacity Spectrum Method* (CSM) yang dibantu MIDAS GEN serta *Displacement Coefficient Method* (DCM). Metode DCM menghasilkan nilai target perpindahan terkecil untuk semua variasi ketinggian bangunan sehingga level kinerja struktur ditentukan oleh metode DCM, seperti disajikan pada Tabel 4.2-4.4.

Dari tiga variasi ketinggian, hanya model 20 lantai yang memiliki level kinerja tertinggi memenuhi ASCE-41 (2017), yaitu LS untuk evaluasi gempa DBE, dan CP untuk MCE. Hal ini dikarenakan model 20 lantai memiliki dimensi struktur yang dihasilkan dari desain kapasitas dan terantisipasi dari pemeriksaan *p-delta*. Sementara, untuk model 12 dan 16 lantai memiliki level kinerja tertinggi yang belum memenuhi ASCE-41 (2017). Hal ini terlihat pada tercapainya level *collapse*.

Tabel 4.2 Hasil Pemeriksaan Kinerja Struktur 12 Lantai (L12)

Arah Gempa	Level Gempa	Metode Analisis	V_p (kN)	δ_p (m)	Tingkat Kinerja Struktur	Step	Persentase Perbedaan δ_p
X	DBE	DCM	5645,30	0,4486	LS	18	19,18%
		CSM	6136,59	0,5551	CP	23	
X	MCE	DCM	6546,00	0,6729	Collapse	27	17,64%
		CSM	6892,94	0,8171	Collapse	33	
Y	DBE	DCM	5643,15	0,4485	LS	18	19,19%
		CSM	6127,47	0,5551	CP	23	
Y	MCE	DCM	6523,52	0,6728	Collapse	27	17,27%
		CSM	7009,79	0,8132	Collapse	33	

Tabel 4.3 Hasil Pemeriksaan Kinerja Struktur 16 Lantai (L16)

Arah Gempa	Level Gempa	Metode Analisis	V_p (kN)	δ_p (m)	Tingkat Kinerja Struktur	Step	Persentase Perbedaan δ_p
X	DBE	DCM	4528,20	0,7353	LS	30	19,90%
		CSM	5574,16	0,9179	IO	37	
X	MCE	DCM	5851,74	1,1029	CP	45	18,68%
		CSM	6606,71	1,3563	Collapse	55	
Y	DBE	DCM	4526,10	0,7352	LS	30	19,88%
		CSM	5574,46	0,9177	IO	37	
Y	MCE	DCM	5844,29	1,1028	Collapse	45	18,61%
		CSM	6757,08	1,3550	Collapse	55	

Tabel 4.4 Hasil Pemeriksaan Kinerja Struktur 20 Lantai (L20)

Arah Gempa	Level Gempa	Metode Analisis	V_p (kN)	δ_p (m)	Tingkat Kinerja Struktur	Step	Persentase Perbedaan δ_p
X	DBE	DCM	4449,80	0,9363	IO	38	20.65%
		CSM	6156,81	1,1800	LS	48	
X	MCE	DCM	6671,31	1,4044	IO	57	20.67%
		CSM	7225,81	1,7703	LS	71	
Y	DBE	DCM	5766,65	0,9362	IO	38	20.66%
		CSM	6152,70	1,1800	LS	48	
Y	MCE	DCM	6779,62	1,4043	IO	57	20.67%
		CSM	7220,86	1,7702	LS	71	

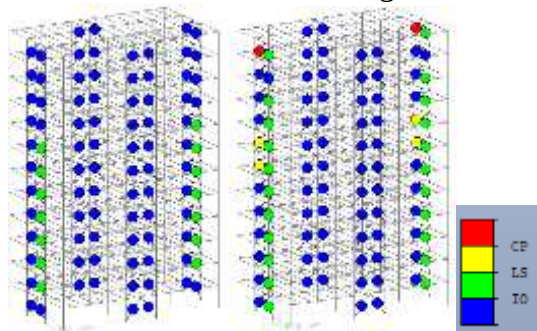
Keterangan Gambar 4.2-4.4:

Lingkaran Merah : Collapse

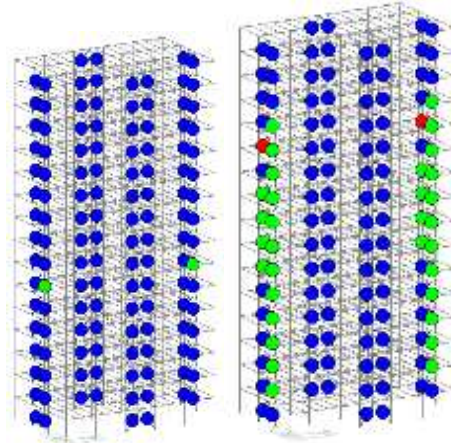
Lingkaran Hijau : LS

Lingkaran Kuning : CP

Lingkaran Biru : IO

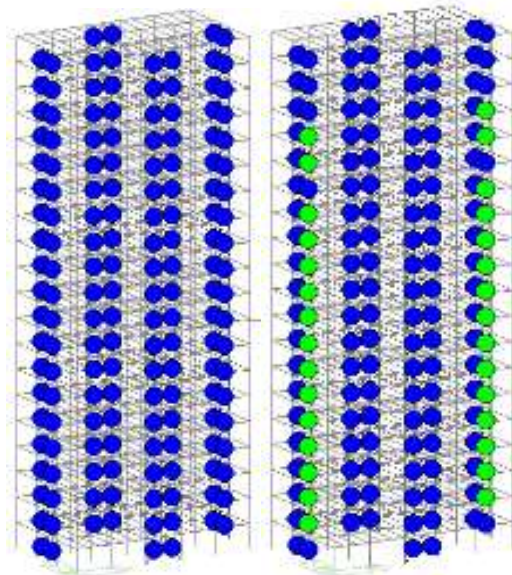


Gambar 4.2 Peforma Aksial Breis Pada Bangunan L12 dengan Nilai V_p dan δ_p untuk Level Gempa DBE (Kiri) dan MCE (Kanan) pada Arah Gempa Y



Gambar 4.3 Peforma Aksial Breis Pada Bangunan L16 dengan Nilai V_p dan δ_p untuk Level Gempa DBE (Kiri) dan MCE (Kanan) pada Arah Gempa Y

Gambar 4.2-4.4 menunjukkan level kinerja dari komponen bresing pada ketiga variasi bangunan untuk arah gempa sumbu Y. Sendi plastis berperilaku *deformation-controlled* hanya diberikan pada breis untuk komponen gaya aksial. Sendi plastis berwarna biru menunjukkan level kinerja komponen masih berada di bawah level IO (*Immediate Occupancy*). Sementara, warna hijau menunjukkan level kinerja di bawah LS, warna kuning di bawah CP, dan warna merah yang berarti komponen struktur sudah *collapse*. Dari ketiga gambar, hanya Gambar 4.4 saja yang tidak muncul sendi plastis berwarna merah. Hal ini berarti hanya model gedung 20 lantai yang memiliki komponen struktur belum mengalami *collapse*.



Gambar 4.4 Peforma Aksial Breis Pada Bangunan L20 dengan Nilai V_p dan δ_p untuk Level Gempa DBE (Kiri) dan MCE (Kanan) pada Arah Gempa Y.

d. Hasil Pemeriksaan *Force-Controlled*

Pemeriksaan *force-controlled* dalam penelitian ini menghasilkan perbandingan gaya aksial yang diterima dengan kapasitas aksial elemen kolom SRBKK, dengan gaya aksial diambil dari titik kinerja struktur. Dari Tabel 4.5 – 4.7

diperoleh hasil apabila tidak seluruh kolom pada ketiga variasi model mampu memikul gaya gempa baik pada level DBE maupun MCE. Sebagai contoh, mayoritas kolom di lantai 4-9 pada Tabel 4.5 memikul gaya dalam 5% lebih tinggi dari kapasitasnya. Oleh karena itu, status “Ya” yang dimaksud mengindikasikan kapasitas kolom terlampaui 5% dari gaya dalam yang dipikul.

Tabel 4.5 Perbandingan Gaya Aksial dengan Kapasitas Aksial pada Model L12

Elemen Kolom	Arah Gempa	Level Gempa	Gaya Aksial F_x , (kN)	Kapasitas Aksial, P_c (kN)	$F_x/P_c > 1,05$
Lantai 1–3	X	DBE	18048,40	19453,50	Tidak
		MCE	20654,20		Ya
	Y	DBE	18041,00		Tidak
		MCE	20578,40		Ya
Lantai 4–6	X	DBE	11649,50	11026,30	Ya
		MCE	14520,60		Ya
	Y	DBE	11660,00		Ya
		MCE	14499,20		Ya
Lantai 7–9	X	DBE	6704,40	5645,67	Ya
		MCE	7791,20		Ya
	Y	DBE	6759,10		Ya
		MCE	7771,80		Ya
Lantai 10–11	X	DBE	1433,10	2057,50	Tidak
		MCE	2355,70		Ya
	Y	DBE	1444,80		Tidak
		MCE	2374,70		Ya
Lantai 12	X	DBE	57,70	804,97	Tidak
		MCE	57,70		Tidak
	Y	DBE	58,70		Tidak
		MCE	58,20		Tidak

Tabel 4.6 Perbandingan Gaya Aksial dengan Kapasitas Aksial pada Model L16

Elemen Kolom	Arah Gempa	Level Gempa	Gaya Aksial F_x , (kN)	Kapasitas Aksial, P_c (kN)	$F_x/P_c > 1,05$
Lantai 1-3	X	DBE	24197,90	24179,60	Tidak
		MCE	28650,00		Ya
	Y	DBE	24211,70		Tidak
		MCE	29254,70		Ya
Lantai 4-6	X	DBE	17983,30	14403,90	Ya
		MCE	21386,90		Ya
	Y	DBE	18008,30		Ya
		MCE	21875,30		Ya
Lantai 7-9	X	DBE	11933,90	11026,30	Ya
		MCE	15419,10		Ya
	Y	DBE	11950,50		Ya
		MCE	15780,20		Ya
Lantai 10-11	X	DBE	6382,80	6732,74	Tidak
		MCE	8766,40		Ya
	Y	DBE	6398,30		Tidak
		MCE	8930,10		Ya
Lantai 12-13	X	DBE	3399,10	4318,19	Tidak
		MCE	4973,30		Ya
	Y	DBE	3406,50		Tidak

		MCE	5048,70		Ya
Lantai 14-15	X	DBE	1179,80	1600,71	Tidak
		MCE	1355,40		Tidak
	Y	DBE	1193,20		Tidak
		MCE	1383,90		Tidak
Lantai 16	X	DBE	49,60	804,97	Tidak
		MCE	50,00		Tidak
	Y	DBE	59,80		Tidak
		MCE	60,20		Tidak

Tabel 4.7 Perbandingan Gaya Aksial dengan Kapasitas Aksial pada Model L20

Elemen Kolom	Arah Gempa	Level Gempa	Gaya Aksial Fx, (kN)	Kapasitas Aksial, Pc (kN)	Fx/Pc > 1,05
Lantai 1-3	X	DBE	31886,50	37763,30	Tidak
		MCE	43905,00		Ya
	Y	DBE	31878,30		Ya
		MCE	43827,20		Ya
Lantai 4-6	X	DBE	25600,40	26719,00	Tidak
		MCE	30440,00		Ya
	Y	DBE	25624,30		Tidak
		MCE	35223,90		Ya
Lantai 7-9	X	DBE	19129,30	21824,40	Tidak
		MCE	26367,50		Ya
	Y	DBE	19143,90		Tidak
		MCE	26354,90		Ya
Lantai 10-12	X	DBE	12915.10	17063.90	Tidak
		MCE	17709.60		Tidak
	Y	DBE	12926.70		Tidak
		MCE	17698.70		Tidak

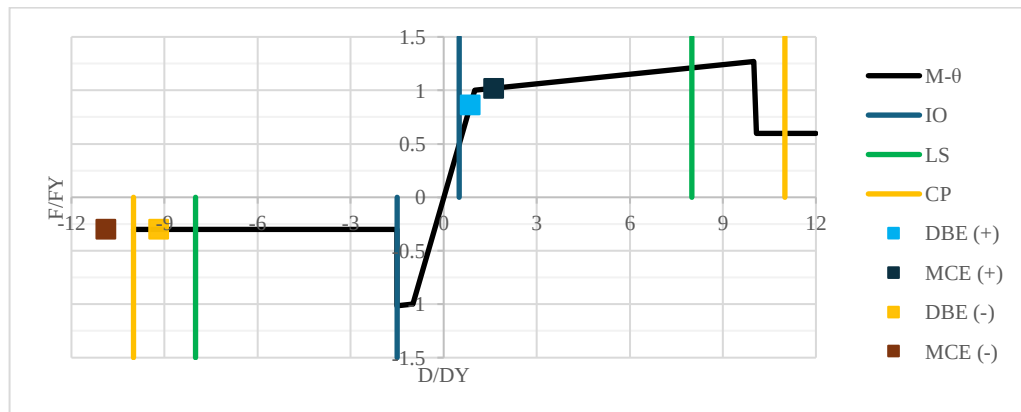
Tabel 4.7 (Lanjutan) Perbandingan Gaya Aksial dengan Kapasitas Aksial pada Model L20

Lantai 13-15	X	DBE	7350,70	8215,95	Tidak
		MCE	10117,70		Ya
	Y	DBE	7365,70		Tidak
		MCE	10121,70		Ya
Lantai 16-17	X	DBE	3038,50	4676,43	Tidak
		MCE	5054,20		Ya
	Y	DBE	3049,00		Tidak
		MCE	5060,70		Ya
Lantai 18-19	X	DBE	1061,90	2057,50	Tidak
		MCE	1386,80		Tidak
	Y	DBE	1074,60		Tidak
		MCE	1399,60		Tidak
Lantai 20	X	DBE	49,40	804,97	Tidak
		MCE	50,00		Tidak
	Y	DBE	59,60		Tidak
		MCE	60,20		Tidak

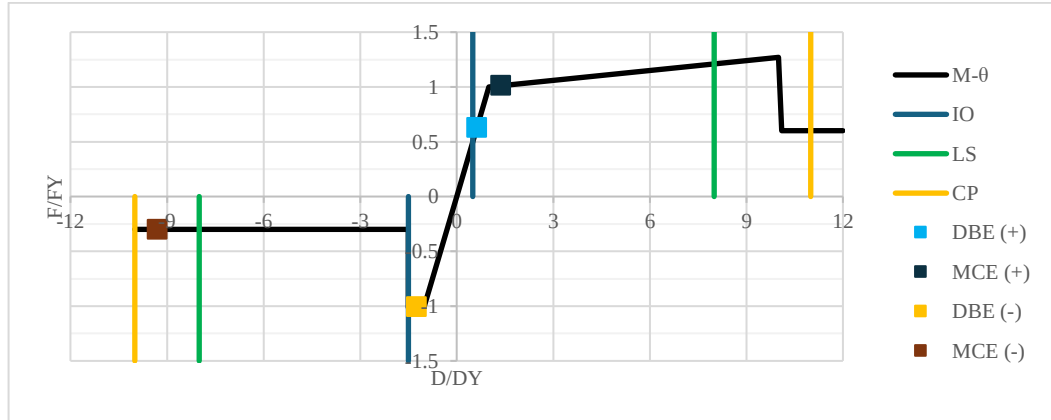
e. Hasil Pemeriksaan *Deformation-Controlled*

Pemeriksaan *deformation-controlled* mengevaluasi kinerja struktur pada kurva *backbone* sendi plastis yang dipasang pada elemen breis, dengan mencari nilai gaya geser (F_Z), aksial (F_X), atau deformasi (D) pada breis di titik performa struktur. Besarnya F_Z dan F_X kemudian nilai kapasitas leleh F_Y untuk mendapatkan F/F_Y . Besarnya F_Y dan deformasi leleh (D_Y) dihitung berdasarkan aturan ASCE-41 (2017). Untuk bisa dievaluasi level kinerja kuantitatif (seperti ditampilkan pada Gambar 4.5-4.7), nilai F dan D diperoleh dari nilai terbesar pada komponen struktur tertentu yang memikul gaya dalam terbesar pada level kinerja struktur yang dicapai.

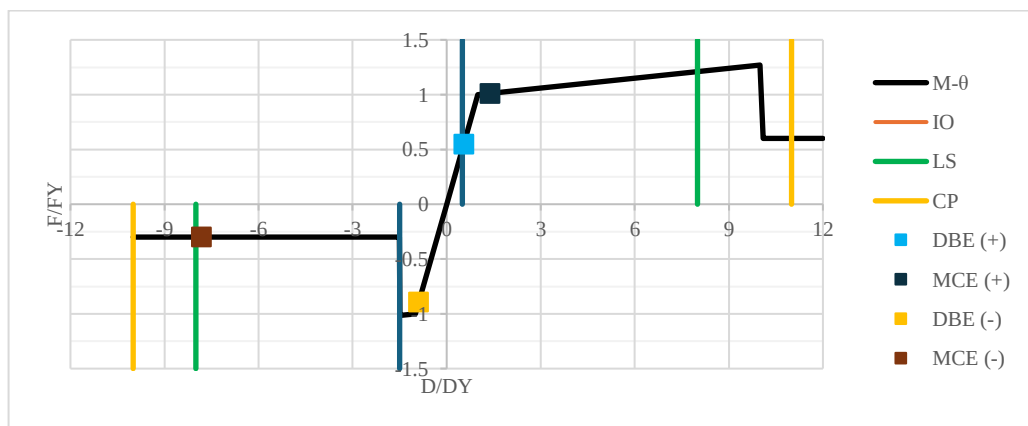
Pemeriksaan kuantitatif level kinerja bertujuan untuk mengkonfirmasi level kinerja struktur secara keseluruhan yang ditampilkan pada Tabel 4.2-4.4. Hasil pemeriksaan yang ditampilkan pada Gambar 4.5-4.7 sesuai dengan level kinerja struktur. Sebagai contoh, Gambar 4.7 menunjukkan level kinerja komponen breis L20X pada gempa MCE (+) berada jauh di bawah garis hijau (LS). Level kinerja ini sesuai dengan level kinerja struktur L20X pada Tabel 4.4.



Gambar 4.5 Kurva *Backbone* Aksial Pada Breis L12X



Gambar 4.6 Kurva Backbone Aksial Pada Breis L16X



Gambar 4.7 Kurva Backbone Aksial Pada Breis L20X

f. Hasil Faktor Daktilitas Struktur

Tabel 4.8 Nilai R , Ω_0 , dan C_d Rencana Desain dengan SNI 1726:2019

Ketinggian bangunan	Koefisien Modifikasi Respon (R)		Faktor Kuat Lebih (Ω_0)		Faktor Pembesaran Defleksi (C_d)	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
48 m	5,9955	5,9955	1,9147	2,0381	6,2529	6,2404
64 m	5,9693	5,9693	1,7725	1,8179	7,0017	7,1046
80 m	5,9933	5,9933	1,9805	2,0096	8,9984	9,0085
SNI 1726	6,0000		2,0000		5,0000	

Perhitungan nilai faktor daktilitas struktur dari hasil *pushover* pada nilai V_d dan δ_d (desain pada level gempa MCE). Hasil perhitungan yang disajikan pada Tabel 4.8 dibandingkan dengan nilai R , Ω_0 , dan C_d yang diatur pada SNI 1726 (BSN, 2019). Seluruh nilai parameter daktilitas dari hasil perhitungan ulang pada tiga ketinggian bangunan melebihi nilai yang ditentukan oleh SNI 1726, kecuali nilai Ω_0 yang sedikit lebih kecil dari yang ditentukan oleh SNI 1726.

Namun demikian, perlu dicatat untuk ketinggian bangunan 48 dan 64 m,

level kinerja struktur keseluruhan yang dicapai melewati CP. Dengan demikian, hubungan parameter daktilitas dan kinerja struktur tidak memuaskan. Sementara, untuk bangunan dengan ketinggian 80 m, level kinerja struktur memenuhi kriteria CP sehingga nilai parameter daktilitas yang diperoleh menunjukkan kinerja struktur yang memuaskan.

5. KESIMPULAN DAN SARAN

a. Kesimpulan

1. Kinerja struktur Bangunan SRBKK menunjukkan kegagalan sendi plastis pada breis bangunan 12 dan 16 lantai saat terpapar gempa Level MCE (2500 tahun). Untuk gempa Level DBE (500 tahun), ketiga bangunan memenuhi batasan kinerja menurut ASCE 41 (2017), namun pada Level MCE, hanya bangunan 20 lantai yang memenuhi persyaratan.
2. Pengecekan *force-controlled* menunjukan bahwa kolom pada bangunan 12, 16, dan 20 lantai, baik pada Level gempa DBE maupun MCE, menerima gaya aksial yang melebihi kapasitasnya.
3. Pengecekan *deformation-controlled* menunjukkan bahwa bangunan 12 dan 16 lantai gagal memenuhi batasan persyaratan BSE-1N dan BSE-2N pada kedua level gempa, sedangkan hanya bangunan 20 lantai yang berhasil memenuhi batasan tersebut.
4. Perhitungan nilai R , C_d , dan Ω_0 dari hasil *pushover* melampaui nilai yang ditentukan SNI 1726 untuk bangunan 20 lantai. Sementara, untuk bangunan 12 dan 16 lantai nilai Ω_0 -nya sedikit di bawah nilai SNI 1726.
5. Berdasarkan hasil evaluasi kinerja dan nilai parameter daktilitas struktur, disimpulkan bahwa batasan ketinggian struktur untuk SRBKK menurut SNI 1726 terkonfirmasi harus dipenuhi.

b. Saran

1. Pemodelan sendi plastis bisa dilakukan menggunakan *fiber section* sebagai perbandingan pemodelan dengan sendi plastis biasa.
2. Perencana dapat mempertimbangkan *higher mode effect*, dikarenakan struktur bangunan yang ditinjau dalam penelitian ini tergolong kedalam *high rise building*.

DAFTAR PUSTAKA

- AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-10)*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill.
- AISC. (2016a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill.
- AISC. (2016b). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill.
- Asada, H., Sen, A., Li, T., Berman, J., Lehman, D., & Roeder, C. (2020). Seismic performance of chevron-configured special concentrically braced frames with yielding beams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(15),

1619-1639. <https://doi.org/10.1002/eqe.3320>

ASCE 41. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.

ASCE 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.

Badan Standardisasi Nasional. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Nongedung (SNI 1726-2019)*. Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standardisasi Nasional. (2020). *Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2020)*. Badan Standardisasi Nasional.

Cano, P. and Imanpour, A. (2020). Evaluation of AISC seismic design methods for steel multi-tiered special concentrically braced frames. *Engineering Journal*, 57(3), 193-214. <https://doi.org/10.62913/engj.v57i3.1166>

California Seismic Safety Commission. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Volume 1 (ATC-40)*. California.

Federal Emergency Management Agency. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. Federal Emergency Management Agency. FEMA 440. Washington, D.C.: FEMA.

Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*. Federal Emergency Management Agency. FEMA P695. Washington, D.C.: FEMA.

Issa, A., Stephen, S., & Mwafy, A. (2024). Unveiling the seismic performance of concentrically braced steel frames: a comprehensive review. *Sustainability*, 16(1), 427. <https://doi.org/10.3390/su16010427>

Marcella, V., & Christianto, D. (2022). Analisis R , Ω_0 , C_D pada struktur rangka beton bertulang dengan multistory x-bracing menggunakan metode pushover. *Jurnal Mitra Teknik Sipil*, 10(1), 1-12.

Tran, T. T., Salman, K., & Kim, D. (2021). Distributed plasticity approach for nonlinear analysis of nuclear power plant equipment: Experimental and numerical studies. *Nuclear Engineering and Technology*, 53(9), 3100-3111.