JURNAL LOCUS: Penelitian & Pengabdian
Volume 5 No. 10 October 2026, pp 8937-8957
E-ISSN 2829-7334
DOI: 10.58344/locus.v5i10.6420

Evaluasi Respons Inelastik dan Tingkat Kinerja Seismik Gedung Beton Bertulang 48 Lantai di Jakarta Menggunakan Analisis Riwayat Waktu Tak Linier Berdasarkan Pendekatan Performance-Based Seismic Assessment

Ali Mustopa*, Acep
Universitas Mercu Buana, Indonesia
Email: alimustopa0110@gmail.com*, acep_Hidayat@mercubuana.ac.id

Keywords:
Performance-Based Seismic Assessment; Nonlinear Time History Analysis; plastic hinge; inter-story drift; Immediate Occupancy.

This is an open access article under the CC BY-SA license.

Copyright © 2026 by Author. Published by Riviera Publishing

Abstract

Indonesia is located in a highly seismic region, making the evaluation of the seismic performance of existing buildings essential to ensure structural safety and reliability. This study aims to evaluate the dynamic response, structural member capacity, and seismic performance level of the Seasons City Apartment and Mall building in Jakarta using the Performance-Based Seismic Assessment (PBSA) approach. The analysis was conducted using Nonlinear Time History Analysis (NLTHA) in ETABS, based on SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, and FEMA 356, employing 11 pairs of spectrally matched ground motion records representing the seismic hazard of Jakarta. The results indicate that the structure remained stable under earthquake loading, although it exhibited inelastic behavior characterized by displacement, inter-story drift, acceleration, and plastic hinge formation. The maximum beam bending moment was 7,365.83 kN·m, occurring in Beam B3862 at Ground Floor 2, while the maximum column bending moment was 1,926.61 kN·m, occurring in Column C498 at Ground Floor 2. Plastic hinge evaluation showed that 123,653 beam elements were in the A–IO range, 17,537 in IO–LS, 4,244 in LS–CP, and 21,782 reached the CP level. For columns, 212,977 elements were classified as A–IO, 5,985 as IO–LS, 646 as LS–CP, and 6,632 reached the CP level. The maximum inter-story drift ratios were 0.48% in the X-direction and 0.53% in the Y-direction, both below the 1.0% limit specified by FEMA 356 for the Immediate Occupancy (IO) performance level. Therefore, the Seasons City Apartment and Mall building generally satisfies the Immediate Occupancy (IO) performance criteria and demonstrates satisfactory seismic performance under the design earthquake.

Kata Kunci:
Performance-Based Seismic Assessment; Nonlinear Time History Analysis; plastic hinge; story drift; Immediate Occupancy (IO).

Abstrak

Indonesia merupakan wilayah dengan tingkat aktivitas seismik yang tinggi sehingga evaluasi kinerja struktur bangunan eksisting menjadi penting untuk menjamin keselamatan terhadap beban gempa. Penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi respons dinamis, kapasitas elemen struktur, dan tingkat kinerja seismik Gedung Apartemen dan Mall Seasons City Jakarta berdasarkan konsep Performance-Based Seismic Assessment (PBSA). Analisis dilakukan menggunakan metode Nonlinear Time History Analysis (NLTHA) dengan bantuan perangkat lunak ETABS mengacu pada SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, dan FEMA 356, menggunakan 11 pasang data ground motion yang telah melalui proses spectral matching. Hasil penelitian menunjukkan bahwa

struktur masih mampu mempertahankan kestabilannya terhadap pembebanan gempa meskipun mengalami respons inelastik berupa perpindahan, simpangan antar lantai, percepatan, dan pembentukan sendi plastis. Momen lentur maksimum balok sebesar 7.365,83 kN·m terjadi pada balok B3862 di Ground Floor 2, sedangkan momen maksimum kolom sebesar 1.926,61 kN·m terjadi pada kolom C498 di Ground Floor 2. Evaluasi sendi plastis balok menunjukkan 123.653 elemen berada pada kondisi A–IO, 17.537 elemen pada IO–LS, 4.244 elemen pada LS–CP, dan 21.782 elemen mencapai CP. Pada kolom, sebanyak 212.977 elemen berada pada kondisi A–IO, 5.985 elemen pada IO–LS, 646 elemen pada LS–CP, dan 6.632 elemen mencapai CP. Nilai rasio story drift maksimum sebesar 0,48% pada arah X dan 0,53% pada arah Y masih berada di bawah batas 1% menurut FEMA 356 untuk tingkat kinerja Immediate Occupancy (IO). Dengan demikian, Gedung Apartemen dan Mall Seasons City secara umum memenuhi tingkat kinerja Immediate Occupancy (IO) dan memiliki kinerja seismik yang baik terhadap gempa rencana.

PENDAHULUAN

Wilayah Indonesia yang berada di jalur ring of fire kawasan Pasifik dan karena letaknya dipertemuan lempeng tektonik yaitu lempeng Eurasia, Pasifik, Filipina, dan Indo-Australia (Saputra, Handono, and Mondoringin 2020). Kondisi ini menuntut perencanaan dan perancangan struktur bangunan yang tahan terhadap beban gempa, khususnya untuk bangunan bertingkat yang memiliki kompleksitas struktur lebih tinggi. Salah satu metode yang digunakan dalam mengevaluasi kinerja struktur terhadap beban gempa adalah *time history analysis*, yaitu metode analisis dinamis yang mempertimbangkan respons struktur terhadap data gempa aktual dalam domain waktu. Seiring berkembangnya ilmu pengetahuan dan penerapan teknologi dalam bidang pembangunan konstruksi teknik sipil mengalami perkembangan yang pesat, terutama dalam hal perancangan struktuktur. Dalam perkembanganya, perencanaan struktur gempa di Indonesia memliki standar yang di keluarkan pemerintah dan sudah mengalami perubahan yakni SNI 1726-2012 (Salasa, Rusdi, and Maysyurah 2024).

Seiring dengan perkembangan standar perencanaan gempa di Indonesia, seperti yang tercantum dalam SNI 1726, penting untuk memastikan bahwa struktur gedung bertingkat yang dirancang atau dianalisis telah memenuhi kriteria ketahanan gempa yang ditetapkan. Namun, dalam praktiknya, tidak jarang ditemukan ketidaksesuaian antara performa struktur yang dianalisis dengan standar yang berlaku, yang dapat menurunkan tingkat keamanan bangunan (Putri, Fadilah, and Khala 2021).

Oleh karena itu, perlu dilakukan evaluasi terhadap respons dinamis struktur gedung bertingkat saat mengalami beban gempa berdasarkan metode *time history analysis*. Evaluasi ini bertujuan untuk mengetahui apakah struktur yang dianalisis telah memenuhi kriteria ketahanan gempa sesuai dengan standar SNI 1726, serta memberikan rekomendasi teknis yang tepat apabila ditemukan ketidaksesuaian, sehingga performa struktur dapat ditingkatkan guna menjamin keselamatan penghuni dan keberlanjutan fungsi bangunan (Pangestu, Cornelis, and Hangge 2021).

Evaluasi tingkat kerusakan struktur beton akibat beban gempa merupakan langkah penting dalam memastikan keselamatan bangunan, terutama pada wilayah yang memiliki risiko seismik tinggi. Beban gempa dapat menyebabkan degradasi kekuatan material, retakan, keruntuhan lokal, hingga kegagalan total apabila respons struktur melebihi kapasitasnya. Oleh karena itu, pemahaman mengenai perilaku dinamis beton bertulang, distribusi kerusakan, serta mekanisme pelelehan elemen struktural menjadi dasar dalam menilai apakah suatu bangunan masih layak digunakan, memerlukan perkuatan, atau harus diganti. Proses evaluasi ini tidak hanya mendukung upaya mitigasi bencana, namun juga menjadi acuan penting dalam

perencanaan dan perbaikan struktur, sehingga risiko korban jiwa dan kerugian material dapat diminimalkan pada kejadian gempa di masa mendatang.

Analisis Riwayat Waktu tak linier merupakan metode evaluasi struktur yang paling komprehensif untuk memahami respons bangunan terhadap beban gempa yang bersifat dinamis dan berubah-ubah terhadap waktu. Dalam pendekatan ini, struktur dimodelkan dengan mempertimbangkan perilaku material yang tidak linier, seperti pelelehan baja, kerusakan beton, penurunan kekakuan, hingga degradasi kekuatan seiring peningkatan deformasi. Analisis ini memungkinkan simulasi interaksi penuh antara percepatan tanah, gaya internal struktur, dan mekanisme keruntuhan yang mungkin terjadi, sehingga memberikan gambaran nyata mengenai perkembangan kerusakan dari awal hingga akhir peristiwa gempa. Karena tingkat akurasinya yang tinggi, metode ini sangat penting untuk penilaian kinerja bangunan eksisting, perancangan struktur tahan gempa, serta pengembangan strategi retrofit yang lebih tepat dan efektif.

Gedung Apartemen dan Mall Seasons City Merupakan Bangunan tingkat tinggi yang ada di jakarta barat yang didrikan pada tahun 2009, yang terdiri dari fungsi hunian vertikal dan pusat perbelanjaan dalam satu kawasan superblok. Bangunan ini memiliki massa struktur yang besar, variasi konfigurasi elemen struktur, beban hunian tinggi, serta interaksi yang kompleks antara gedung apartemen dan mall. Dengan karakteristik demikian, respons struktur terhadap beban gempa berpotensi lebih kompleks dibandingkan struktur konvensional. Selain itu, usia bangunan yang telah beroperasi selama bertahun-tahun memungkinkan adanya degradasi material beton, retak, penurunan kekakuan, atau ketidaksesuaian antara kondisi aktual dan desain awal, sehingga perlu adanya evaluasi kondisi struktur berdasarkan metode analisis yang reliabel.

Evaluasi tingkat kerusakan struktur beton secara komprehensif memerlukan metode analisis yang mampu menggambarkan perilaku struktur secara realistis terhadap beban dinamis. Analisis riwayat waktu tak linier (nonlinear time history analysis) merupakan salah satu metode paling akurat untuk mengevaluasi respons struktur karena mampu memperhitungk an perilaku inelastis, keruntuhan bertahap, retak beton, penurunan kekakuan, serta pengaruh riwayat gempa secara langsung. Berbeda dengan analisis statik ekuivalen atau analisis respon spektrum, analisis riwayat waktu tak linier memberikan gambaran detail mengenai distribusi kerusakan elemen struktur, simpangan antar lantai, drift, serta potensi mekanisme keruntuhan.

Dengan demikian, Penelitian "**Evaluasi Kinerja Seismik Gedung 48 Lantai Di Jakarta Dengan Menggunakan Tingkat Performance Struktur Beton"** menjadi sangat relevan untuk mendukung upaya peningkatan keselamatan bangunan bertingkat di Indonesia, khususnya pada kawasan padat penduduk. Hasil penelitian diharapkan dapat memberikan gambaran ilmiah mengenai kondisi aktual struktur dan memberikan prosedur Evaluasi suatu Gedung, sehingga menjadi rujukan dalam penentuan kebutuhan rehabilitasi, serta memperkaya literatur mengenai penerapan analisis riwayat waktu tak linier pada bangunan kompleks berfungsi ganda.

Secara khusus tesis ini bertujuan untuk menjawab pertanyaan pertanyaan berikut: Bagaimana respons dinamis dan perilaku inelastik Gedung Apartemen dan Mall Seasons City, Jakarta Barat, akibat pembebanan gempa berdasarkan analisis riwayat waktu tak linier (*Nonlinear Time History Analysis*)? Bagaimana kapasitas elemen struktur, meliputi balok, kolom, dan pelat, dalam menahan gaya-gaya dalam akibat pembebanan gempa berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019? Bagaimana tingkat kinerja seismik struktur gedung berdasarkan konsep *Performance-Based Seismic Asesment* melalui evaluasi pembentukan sendi plastis (*plastic hinge*) dan tingkat kerusakan struktur? Apakah struktur Gedung Apartemen dan Mall *Seasons City* memenuhi kriteria *Performance Base Level* berdasarkan FEMA 356?

Kebaruan penelitian (novelty) ini terletak pada tiga hal. Pertama, penelitian ini mengevaluasi bangunan 48 lantai dengan sistem ganda rangka beton pemikul momen di Jakarta

menggunakan 11 pasang data ground motion yang telah melalui spectral matching, yang merupakan jumlah input gempa yang cukup komprehensif untuk analisis NLTHA. Kedua, penelitian ini mengintegrasikan evaluasi respons dinamis, kapasitas elemen struktur, dan tingkat kinerja seismik berdasarkan FEMA 356 dalam satu kerangka PBSA, sehingga memberikan gambaran menyeluruh tentang kondisi struktur. Ketiga, penelitian ini memberikan rekomendasi perkuatan yang spesifik berdasarkan hasil evaluasi, meliputi concrete jacketing, steel jacketing, dan FRP wrapping, serta menekankan pentingnya evaluasi pasca-retrofit menggunakan NLTHA. Dengan demikian, penelitian ini menawarkan pendekatan evaluasi yang komprehensif dan aplikatif bagi bangunan tinggi eksisting di wilayah rawan gempa.

Tujuan Penelitian untuk Menganalisis respons dinamis dan perilaku inelastik Gedung Apartemen dan Mall Seasons City akibat pembebanan gempa menggunakan metode *Nonlinear Time History Analysis*. Mengevaluasi kapasitas elemen struktur berupa balok, kolom, dan pelat terhadap gaya aksial, gaya geser, momen lentur, dan torsi berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019. Menentukan tingkat kinerja seismik bangunan berdasarkan pendekatan *Performance-Based Seismic Asesment* melalui analisis sendi plastis dan deformasi struktur. Menilai tingkat keamanan dan ketahanan struktur gedung eksisting terhadap beban gempa sesuai dengan ketentuan FEMA 356.

Manfaat dan kegunaan penelitian ini mencakup beberapa aspek penting: memberikan informasi mengenai tingkat keamanan dan kinerja struktur Gedung Apartemen dan Mall Seasons City terhadap pembebanan gempa; menjadi bahan pertimbangan bagi perencana, konsultan, dan praktisi konstruksi dalam melakukan evaluasi ketahanan gempa pada bangunan bertingkat; menjadi acuan dalam pengambilan keputusan terkait rehabilitasi, perkuatan, maupun pemeliharaan struktur gedung eksisting; serta memberikan gambaran mengenai penerapan analisis nonlinier sebagai dasar evaluasi kinerja struktur sesuai standar yang berlaku di Indonesia. Hasil penelitian ini diharapkan dapat mendukung upaya peningkatan keselamatan bangunan bertingkat di Indonesia, khususnya pada kawasan padat penduduk, serta memperkaya literatur mengenai penerapan analisis riwayat waktu tak linier pada bangunan kompleks berfungsi ganda.

METODE PENELITIAN

Penelitian ini menggunakan pendekatan kuantitatif berbasis simulasi numerik untuk mengevaluasi kinerja struktur gedung terhadap beban gempa. Tahapan penelitian mengikuti diagram alir yang telah disusun, dimulai dari pengumpulan data, pemodelan struktur, analisis riwayat waktu (time history analysis), hingga evaluasi kinerja berdasarkan standar yang berlaku. Data yang digunakan merupakan data sekunder, terdiri atas data struktur gedung (denah, dimensi elemen, dan sistem struktur), data material struktur, data beban bangunan, data gempa, serta standar dan pedoman terkait. Data tersebut bersumber dari dokumen perencanaan (Detail Engineering Design), standar SNI 1726:2019 dan FEMA 356:2000, basis data gempa seperti PEER Ground Motion Database, serta literatur ilmiah nasional dan internasional yang relevan. Pengumpulan data dilakukan secara tidak langsung karena seluruh data yang digunakan bersifat sekunder. Teknik yang digunakan meliputi studi dokumentasi terhadap gambar kerja dan data teknis struktur, studi literatur terhadap standar dan publikasi ilmiah, serta pengumpulan data gempa dari basis data kegempaan yang terpercaya. Data hasil pengumpulan ini menjadi dasar dalam pemodelan struktur dan penentuan parameter analisis.

Analisis data dilakukan secara kuantitatif melalui simulasi numerik menggunakan perangkat lunak ETABS. Tahapan analisis meliputi pemodelan struktur tiga dimensi berdasarkan data geometri dan material, penerapan beban gravitasi dan beban gempa (time history) sesuai SNI 1726:2019, serta analisis respons dinamis untuk memperoleh parameter seperti perpindahan lantai, simpangan antar lantai, gaya geser dasar, dan gaya dalam elemen struktur. Hasil analisis selanjutnya dievaluasi terhadap batas simpangan izin, kapasitas

kekuatan elemen, kriteria daktilitas dan keteraturan struktur, serta efek P-Delta. Hasil evaluasi ini digunakan untuk merumuskan rekomendasi teknis apabila ditemukan ketidaksesuaian terhadap standar yang berlaku.

HASIL DAN PEMBAHASAN

Umum

1. Informasi Gedung

Nama : Gedung Apartemen dan Mall Seasons City
Lokasi : Tambora – Jakarta Barat
Jumlah Lantai : Lantai
Jenis Struktur : Sistem Ganda Rangka Beton Pemikul Momen

2. Spesifikasi Umum Material

Mutu beton yang digunakan dalam analisis diambil dari hasil pengujian lapangan sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 1, sedangkan mutu baja tulangan ulir diambil dari hasil pengujian hardness di lapangan, yaitu f_u = 426 MPa (f_y = 341 MPa).

Tabel 1 Mutu Beton Hasil Pengujian

Elemen Struktur	Mutu (MPa)	Metode Pengujian
Kolom	38,99	Korelasi Coredrill – UPV
Balok	29,36	Korelasi Coredrill – Hammer
Pelat	24,56	Korelasi Coredrill – UPV

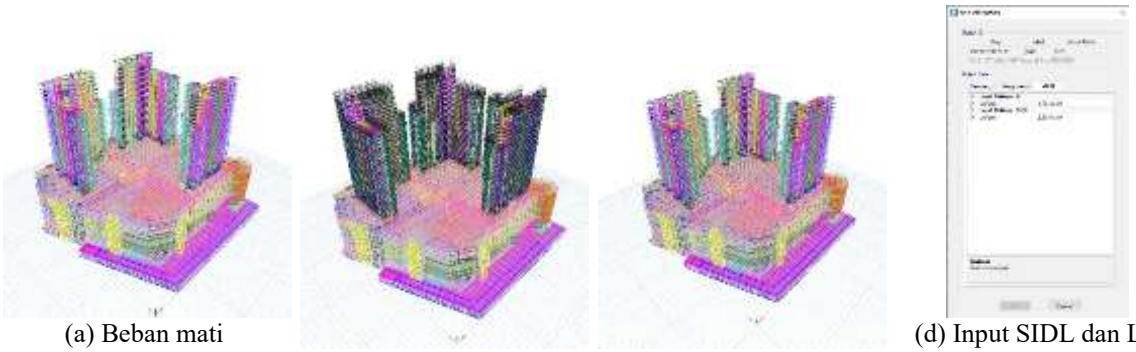
Pembebanan

1. Beban Mati dan Beban Hidup

Beban mati (berat sendiri) dihitung otomatis oleh program ETABS, sedangkan beban mati tambahan (SIDL) untuk lantai dan atap ditunjukkan pada Tabel 4.2. Beban hidup mengacu pada SNI 1727:2020, yaitu apartemen 1,92 kN/m², ruang umum 4,79 kN/m², lobby 3,83 kN/m², parkir 4,79 kN/m², dan lantai atap 0,96 kN/m². Input beban pada model ETABS ditunjukkan pada Gambar 1.

Tabel 2 Beban Mati Tambahan Lantai dan Atap

Tipe	Lantai (kN/m²)	Atap (kN/m²)
Spesi (2 cm)	0,44	0,44
Ubin	0,30	–
Plafond	0,20	0,20
M/E	0,30	0,30
Total	**1,24**	**0,94**



(a) Beban mati tambahan/SIDL (kN/m²) (b) Beban dinding (kN/m) (c) Beban hidup (kN/m²) (d) Input SIDL dan LL pada pelat

Gambar 1 Input Beban Mati Tambahan, Beban Dinding, dan Beban Hidup pada Model ETABS

2. Beban Angin

Menurut SNI 1727:2020, beban angin desain SPGAU untuk gedung tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh kurang dari 0,77 kN/m² dikalikan luas dinding dan 0,38 kN/m² dikalikan luas atap yang terproyeksi pada bidang vertikal tegak lurus arah angin; beban dinding dan atap diterapkan secara simultan. Analisis ini menggunakan kecepatan angin V = 40 m/s, sehingga dengan rumus dasar $q = 0{,}613 \times V^2$ dan $V^2 = 40 \times 40 = 1.600$ m²/s² diperoleh $q = 0{,}613 \times 1.600 = 980{,}8$ N/m². Dengan demikian, tekanan angin yang digunakan adalah 0,98 kN/m² (Gambar 4.2).



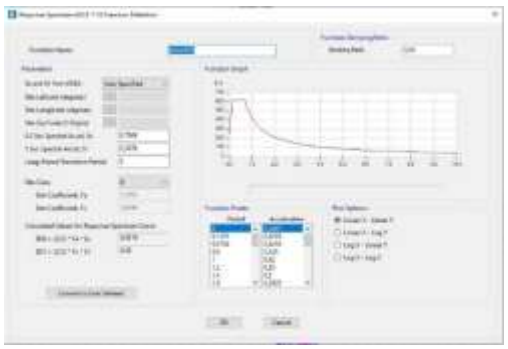
Gambar 2 Input Beban Angin pada ETABS

3. Beban Gempa

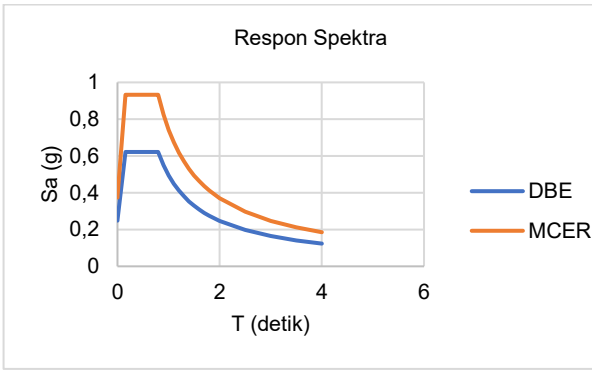
Beban gempa ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan level gempa periode ulang 2.500 tahun (2% kemungkinan terlampaui dalam 50 tahun umur bangunan). Parameter gempa ditunjukkan pada Tabel 3, sedangkan respons spektrum desain (DBE), MCE_R, dan 1,2 MCE_R ditunjukkan pada Gambar 3.

Tabel 3 Parameter Gempa Lokasi Jakarta

Parameter	Nilai	Parameter	Nilai
S_s (periode pendek)	0,7869	$S_{MS} = F_a \times S_s$	0,9327 g
S_1 (periode 1 detik)	0,3878	$S_{M1} = F_v \times S_1$	0,7416 g
F_a	1,1852	$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$	0,6218 g
F_v	1,9122	$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$	0,4944 g
$T_0 = 0{,}2\ S_{D1}/S_{DS}$	0,1590 detik	$T_s = S_{D1}/S_{DS}$	0,7951 detik



(a) Respons spektrum Jakarta



(b) Grafik respons spektra DBE, MCER, 1,2 MCER

Gambar 3 Respons Spektrum Gempa Jakarta

4. Kombinasi Pembebanan

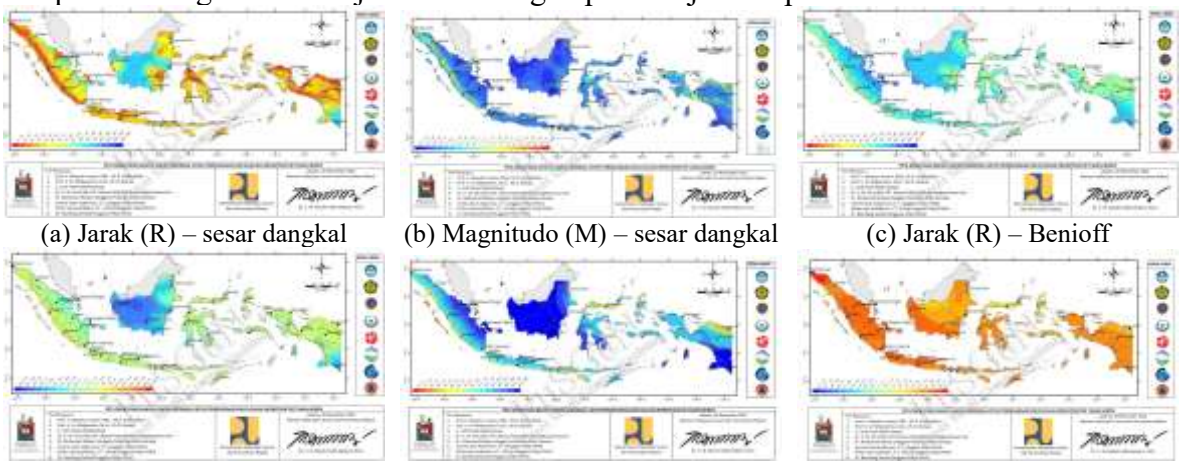
Kombinasi pembebanan mengacu pada SNI 2847:2019 sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 4, dengan DL = beban mati termasuk SIDL, LL = beban hidup, Lr = beban hidup atap, WL = beban angin, dan Eq = beban gempa arah X/Y.

Tabel 4 Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Pembebanan
1	1,4 DL
2	1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 Lr
3	1,2 DL + 1 LL + 0,5 Lr + 1 WL(X) + 0,3 WL(Y)
4	1,2 DL + 1 LL + 0,5 Lr + 0,3 WL(X) + 1 WL(Y)
5	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL + 1ρ Eq(X) + 0,3ρ Eq(Y)
6	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL + 1ρ Eq(X) − 0,3ρ Eq(Y)
7	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL − 1ρ Eq(X) − 0,3ρ Eq(Y)
8	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL − 1ρ Eq(X) + 0,3ρ Eq(Y)
9	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL + 0,3ρ Eq(X) + 1ρ Eq(Y)
10	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL + 0,3ρ Eq(X) − 1ρ Eq(Y)
11	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL − 0,3ρ Eq(X) − 1ρ Eq(Y)
12	(1,2 + 0,2 S_{DS}) DL + 1 LL − 0,3ρ Eq(X) + 1ρ Eq(Y)

5. Ground Motion (Gerak Tanah)

Analisis riwayat waktu nonlinier memerlukan minimum 11 pasang ground motion. Pemilihan dilakukan untuk periode ulang 2.500 tahun, lokasi Jakarta, kelas situs tanah sedang (SD) dengan V_s 175–350 m/s, berdasarkan peta deagregasi tiga sumber gempa (Gambar 4.4). Rekapitulasi magnitudo dan jarak sumber gempa ditunjukkan pada Tabel 4.5.



(a) Jarak (R) – sesar dangkal (b) Magnitudo (M) – sesar dangkal (c) Jarak (R) – Benioff

(d) Magnitudo (M) – Benioff (e) Jarak (R) – Megathrust (f) Magnitudo (M) – Megathrust

Gambar 4 Peta Deagregasi Sumber Gempa pada Percepatan Spektrum Respons 0,2 Detik, Redaman 5%, Periode Ulang 2.500 Tahun

Tabel 5 Nilai Magnitudo dan Jarak Sumber Gempa pada Percepatan Spektrum Respons 0,2 Detik

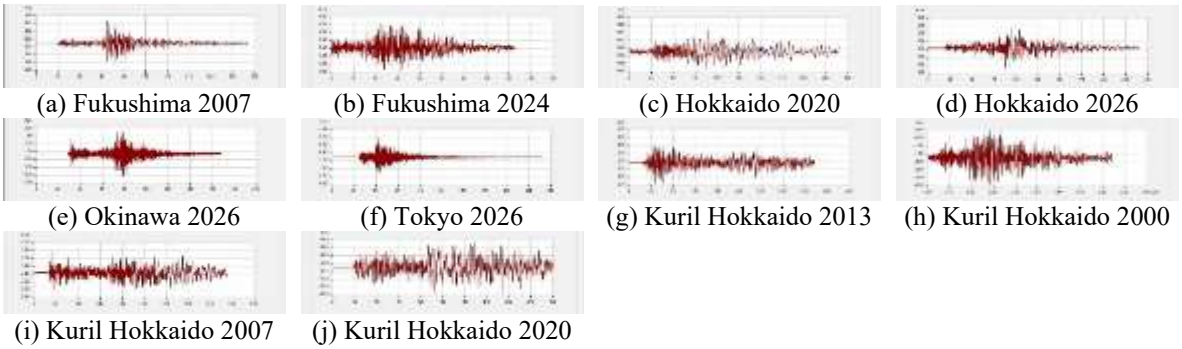
Sumber Gempa	Magnitudo (M)	Jarak (R) (km)
Shallow Crustal (sesar dangkal)	6 – 6,2	40 – 50
Benioff	7,2 – 7,4	120 – 150
Megathrust	8,6 – 8,8	150 – 200

Berdasarkan nilai tersebut, dipilih 11 pasang ground motion dari database K-NET/KiK-net Jepang (kyoshin.bosai.go.jp) sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 6. Rekaman percepatan tanah ditunjukkan pada Gambar 5.

Tabel 6 Data Ground Motion

No	Sumber	Station	Event	Lokasi	Tahun	M	R (km)
1	Shallow Crustal	AKT001	Fukushima	Jepang	2007	6	44
2	Shallow Crustal	AKT001	Fukushima	Jepang	2024	6,3	44
3	Shallow Crustal	ABSH06	Hokkaido	Jepang	2020	6,2	46
4	Shallow Crustal	ABSH01	Hokkaido	Jepang	2026	6,1	80

No	Sumber	Station	Event	Lokasi	Tahun	M	R (km)
5	Shallow Crustal	KGS033	Okinawa	Jepang	2026	5,6	48
6	Shallow Crustal	CHBH06	Tokyo	Jepang	2026	4,3	50
7	Benioff	ABSH02	Tohoku	Jepang	2001	6,4	122
8	Benioff	ABSH01	Kuril Hokkaido	Jepang	2013	7	125
9	Benioff	ABSH01	Kuril Hokkaido	Jepang	2000	6,5	141
10	Benioff	ABSH01	Kuril Hokkaido	Jepang	2007	6,3	126
11	Megathrust	ABSH01	Kuril Hokkaido	Jepang	2020	7,2	155



(a) Fukushima 2007 (b) Fukushima 2024 (c) Hokkaido 2020 (d) Hokkaido 2026

(e) Okinawa 2026 (f) Tokyo 2026 (g) Kuril Hokkaido 2013 (h) Kuril Hokkaido 2000

(i) Kuril Hokkaido 2007 (j) Kuril Hokkaido 2020

Gambar 5 Rekaman Ground Motion yang Digunakan

Ground motion tersebut kemudian diskalakan melalui spectral matching pada ETABS dengan rasio redaman 0,05 terhadap respons spektrum target Jakarta; hasilnya ditunjukkan pada Gambar 6.



(a) Hasil spectral matching ground motion (b) Time history hasil spectral matching

Gambar 6 Spectral Matching Ground Motion Jakarta

Analisis Struktur dan Dinamik

1. Kontrol Dinamik

Kontrol dinamik dilakukan berdasarkan SNI 1726:2019. Faktor keutamaan dan parameter sistem struktur ditunjukkan pada Tabel 7.

Tabel 7 Kategori Risiko dan Parameter Sistem Struktur

Parameter	Nilai	Parameter	Nilai
Fungsi bangunan	Apartemen dan Mall	Sistem penahan gempa (X dan Y)	Sistem ganda rangka beton pemikul momen
Kategori risiko	II	Koef. modifikasi respons R[a]	8
Faktor keutamaan gempa I_e	1	Faktor kuat lebih Ω	3
Kategori desain seismik	D	Faktor pembesaran defleksi C_d[a]	5,5

a. Periode Fundamental dan Mode Shape

Periode getar alami (natural fundamental period) merupakan properti struktur yang bergantung pada massa dan kekakuan, dan harus memenuhi batasan agar respons terhadap gempa tetap terkendali. Untuk struktur beton bertulang dengan $C_t = 0{,}0488$, $x = 0{,}75$, tinggi struktur $h_n = 149$ m, dan $C_u = 1{,}4$, periode pendekatan dihitung sebagai $T_a = C_t \cdot h_n^x = 0{,}0488 \cdot 149^{0{,}75} = 2{,}02$ detik. Periode hasil analisis modal ditunjukkan pada Tabel 8.

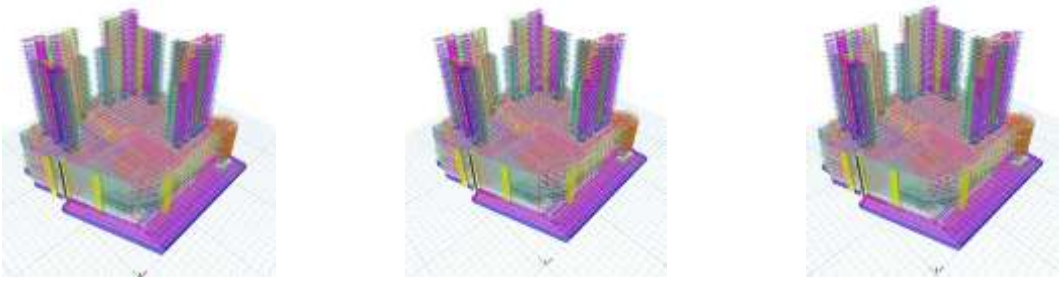
Tabel 8 Periode Struktur

Case	Mode	Period (sec)	Frequency (cyc/sec)	CircFreq (rad/sec)	Eigenvalue (rad²/sec²)
Modal	1	7,432	0,135	0,8454	0,7148
Modal	2	2,783	0,359	2,2576	5,0968
Modal	3	2,64	0,379	2,3798	5,6636
Modal	4	2,53	0,395	2,4837	6,1689
Modal	5	2,414	0,414	2,6027	6,7739
Modal	6	1,091	0,917	5,7609	33,1885
Modal	7	1,075	0,93	5,8422	34,131
Modal	8	1,068	0,937	5,8852	34,636
Modal	9	1,059	0,944	5,934	35,2121
Modal	10	0,921	1,086	6,8208	46,5236
Modal	11	0,85	1,177	7,3924	54,6469
Modal	12	0,841	1,189	7,4686	55,7798

Mode shape pertama adalah mode dengan frekuensi terendah (periode terpanjang). Rasio partisipasi massa ragam ditunjukkan pada Tabel 9, sedangkan bentuk tiga ragam pertama ditunjukkan pada Gambar 7.

Tabel 9 Modal Mass Participation Ratio Struktur

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	7,432	1,215E-05	1,074E-05	0	1,215E-05	1,074E-05	0	7,955E-06	8,955E-06	2,671E-06	7,955E-06	8,955E-06	2,671E-06
Modal	2	2,783	1,226E-05	1,207E-05	0	2,441E-05	2,281E-05	0	9,091E-06	6,495E-06	4,672E-05	1,705E-05	1,549E-05	4,939E-05
Modal	3	2,64	0,3016	0,0383	0	0,3016	0,0383	0	0,066	0,5592	0,0756	0,0661	0,5592	0,0757
Modal	4	2,53	0,086	0,1973	0	0,3876	0,2356	0	0,3986	0,1556	0,0645	0,4628	0,7147	0,1402
Modal	5	2,414	0,0077	0,1178	0	0,3953	0,3533	0	0,2794	0,01	0,1831	0,7422	0,7248	0,3233
Modal	6	1,091	0,0001	4,159E-05	0	0,3954	0,3534	0	7,804E-06	1,452E-06	1,028E-06	0,7422	0,7248	0,3233
Modal	7	1,075	0,1113	0,0656	0	0,5067	0,419	0	0,0074	0,0177	0,1285	0,7496	0,7425	0,4518
Modal	8	1,068	0,0041	0,0031	0	0,5107	0,422	0	0,0003	0,0006	0,0031	0,7499	0,7431	0,4549
Modal	9	1,059	0,2031	0,0304	0	0,7138	0,4524	0	0,0027	0,0206	0,1024	0,7526	0,7637	0,5573
Modal	10	0,921	0,0009	0,2389	0	0,7147	0,6913	0	0,009	0,0001	0,1012	0,7616	0,7638	0,6585
Modal	11	0,85	0	0	0	0,7147	0,6913	0	9,722E-07	0	1,035E-06	0,7616	0,7638	0,6585
Modal	12	0,841	0	1,79E-06	0	0,7147	0,6913	0	0	0	6,617E-07	0,7616	0,7638	0,6585

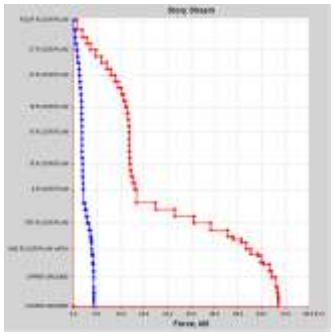


(a) Mode 1 (b) Mode 2 (c) Mode 3

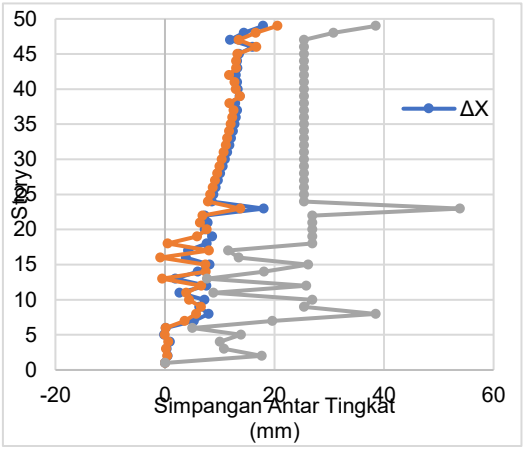
Gambar 4.7 Mode Shape Struktur

b. Story Shear dan Story Drift

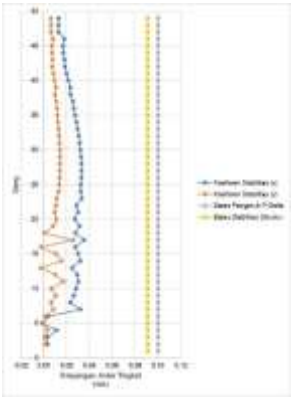
Sesuai Pasal 7.9.4.1 SNI 1726:2019, apabila periode fundamental hasil analisis lebih besar dari C_uT_a, periode struktur diambil sebesar C_uT_a; apabila gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% gaya geser statik ekivalen (V), gaya tersebut dikalikan V/V_t. Selain itu, struktur harus cukup kaku sehingga simpangan antar lantai (drift) tidak melebihi batas izin sebesar 1% dari tinggi tingkat. Hasil story shear dan story drift ditunjukkan pada Gambar 4.8, Gambar 4.9, dan Tabel 4.10.



Gambar 4.8 Story Shear Struktur Gedung



Gambar 4.9 Diagram Story Drift



Gambar 4.10 Grafik Koefisien Stabilitas (P-Delta)

Tabel 10 Story Drift dan Rasio Drift

Story	Displacement (mm)		Elastic Drift (mm)		h (mm)	Inelastic Drift (mm)		Drift Limit (mm)	Rasio Drift		Cek
	δex	δey	δex	δey		Δx	Δy		X	Y	
49	79,87	74,37	3,254	3,728	5000	17,897	20,504	38,462	0,36%	0,41%	OK
48	76,616	70,642	2,618	3,009	4000	14,399	16,550	30,769	0,36%	0,41%	OK
47	73,998	67,633	2,162	2,447	3300	11,891	13,458	25,385	0,36%	0,41%	OK
46	71,836	65,186	2,909	3,035	3300	16,000	16,693	25,385	0,48%	0,51%	OK
45	68,927	62,151	2,456	2,409	3300	13,508	13,250	25,385	0,41%	0,40%	OK
44	66,471	59,742	2,392	2,357	3300	13,156	12,964	25,385	0,40%	0,39%	OK
43	64,079	57,385	2,406	2,357	3300	13,233	12,964	25,385	0,40%	0,39%	OK
42	61,673	55,028	2,349	2,127	3300	12,920	11,699	25,385	0,39%	0,35%	OK
41	59,324	52,901	2,393	2,308	3300	13,162	12,694	25,385	0,40%	0,38%	OK
40	56,931	50,593	2,416	2,347	3300	13,288	12,909	25,385	0,40%	0,39%	OK
39	54,515	48,246	2,483	2,490	3300	13,657	13,695	25,385	0,41%	0,42%	OK
38	52,032	45,756	2,331	2,142	3300	12,821	11,781	25,385	0,39%	0,36%	OK
37	49,701	43,614	2,395	2,275	3300	13,173	12,513	25,385	0,40%	0,38%	OK
36	47,306	41,339	2,351	2,236	3300	12,931	12,298	25,385	0,39%	0,37%	OK
35	44,955	39,103	2,309	2,185	3300	12,700	12,018	25,385	0,38%	0,36%	OK
34	42,646	36,918	2,255	2,130	3300	12,403	11,715	25,385	0,38%	0,36%	OK
33	40,391	34,788	2,192	2,064	3300	12,056	11,352	25,385	0,37%	0,34%	OK
32	38,199	32,724	2,143	2,020	3300	11,787	11,110	25,385	0,36%	0,34%	OK
31	36,056	30,704	2,069	1,952	3300	11,380	10,736	25,385	0,34%	0,33%	OK
30	33,987	28,752	1,989	1,880	3300	10,940	10,340	25,385	0,33%	0,31%	OK
29	31,998	26,872	1,911	1,806	3300	10,511	9,933	25,385	0,32%	0,30%	OK
28	30,087	25,066	1,831	1,731	3300	10,071	9,520	25,385	0,31%	0,29%	OK

Story	Displacement (mm)		Elastic Drift (mm)		h (mm)	Inelastic Drift (mm)		Drift Limit (mm)	Rasio Drift		Cek
	δeX	δeY	δeX	δeY		ΔX	ΔY		X	Y	
27	28,256	23,335	1,754	1,656	3300	9,647	9,108	25,385	0,29%	0,28%	OK
26	26,502	21,679	1,678	1,583	3300	9,229	8,706	25,385	0,28%	0,26%	OK
25	24,824	20,096	1,605	1,499	3300	8,828	8,244	25,385	0,27%	0,25%	OK
24	23,219	18,597	1,553	1,432	3300	8,542	7,876	25,385	0,26%	0,24%	OK
23	21,666	17,165	3,277	2,503	7000	18,024	13,767	53,846	0,26%	0,20%	OK
22	18,389	14,662	1,318	1,247	3500	7,249	6,859	26,923	0,21%	0,20%	OK
21	17,071	13,415	1,413	1,158	3500	7,772	6,369	26,923	0,22%	0,18%	OK
20	15,658	12,257	1,318	1,387	3500	7,249	7,629	26,923	0,21%	0,22%	OK
19	14,34	10,87	1,569	1,062	3500	8,629	5,841	26,923	0,25%	0,17%	OK
18	12,771	9,808	1,387	0,092	3500	7,629	0,506	26,923	0,22%	0,01%	OK
17	11,384	9,716	0,765	1,456	1500	4,208	8,008	11,538	0,28%	0,53%	OK
16	10,619	8,26	0,696	-0,156	1750	3,828	-0,858	13,462	0,22%	-0,05%	OK
15	9,923	8,416	1,482	1,338	3400	8,151	7,359	26,154	0,24%	0,22%	OK
14	8,441	7,078	1,084	1,349	2350	5,962	7,420	18,077	0,25%	0,32%	OK
13	7,357	5,729	0,347	-0,096	1000	1,909	-0,528	7,692	0,19%	-0,05%	OK
12	7,01	5,825	1,371	1,201	3350	7,541	6,606	25,769	0,23%	0,20%	OK
11	5,639	4,624	0,480	0,706	1150	2,640	3,883	8,846	0,23%	0,34%	OK
10	5,159	3,918	1,311	0,796	3500	7,211	4,378	26,923	0,21%	0,13%	OK
9	3,848	3,122	1,143	1,193	3300	6,287	6,562	25,385	0,19%	0,20%	OK
8	2,705	1,929	1,448	1,031	5000	7,964	5,671	38,462	0,16%	0,11%	OK
7	1,257	0,898	0,961	0,655	2550	5,286	3,603	19,615	0,21%	0,14%	OK
6	0,296	0,243	0,029	0,026	650	0,160	0,143	5,000	0,02%	0,02%	OK
5	0,267	0,217	-0,031	-0,011	1800	-0,171	-0,061	13,846	-0,01%	0,00%	OK
4	0,298	0,228	0,162	0,112	1300	0,891	0,616	10,000	0,07%	0,05%	OK
3	0,136	0,116	0,052	0,034	1400	0,286	0,187	10,769	0,02%	0,01%	OK
2	0,084	0,082	0,084	0,082	2300	0,462	0,451	17,692	0,02%	0,02%	OK
1	0	0	0,000	0,000	0	0,000	0,000	0,000	0,00%	0,00%	OK

Hasil evaluasi menunjukkan bahwa seluruh simpangan antar tingkat berada di bawah batas izin SNI 1726:2019. Hal ini mengindikasikan bahwa sistem struktur cukup kaku dan mampu mempertahankan stabilitas terhadap deformasi lateral akibat gempa rencana, sehingga memenuhi salah satu kriteria utama evaluasi Performance-Based Seismic Assessment.

c. Story Displacement (Koefisien Stabilitas P-Delta)

Kekakuan struktur juga dikontrol melalui pengaruh P-Delta. Perhitungan koefisien stabilitas menghasilkan θ_X berkisar 0,01–0,03 dan θ_Y sekitar 0,01 untuk seluruh lantai, jauh di bawah batas pengaruh P-Delta sebesar 0,10 maupun batas stabilitas struktur θ_{max} sebesar 0,09 (Gambar 4.10). Seluruh nilai koefisien stabilitas berada di sebelah kiri kedua garis batas tersebut, sehingga efek orde kedua tidak signifikan, struktur tidak mengalami ketidakstabilan geometrik, dan memenuhi persyaratan stabilitas SNI 1726:2019 tanpa memerlukan analisis tambahan ataupun modifikasi desain.

2. Gaya Dalam Struktur

Gaya dalam (aksial, geser, momen lentur, dan torsi) diperoleh dari analisis ETABS berdasarkan kombinasi pembebanan dan digunakan sebagai dasar pengecekan kapasitas elemen balok, kolom, dan pelat sesuai SNI 2847:2019.

a. Gaya Dalam dan Pengecekan Balok

Rekapitulasi gaya geser (V2), torsi (T), dan momen lentur (M3) balok ditunjukkan pada Tabel 11. Momen lentur maksimum sebesar 7.365,83 kN·m terjadi pada balok B3862 di Ground Floor 2 akibat akumulasi beban dari lantai di atasnya, sehingga balok ini dipilih sebagai elemen kritis.

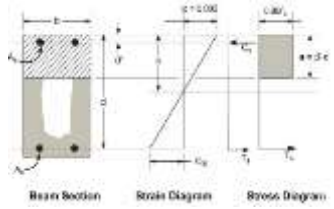
Tabel 11 Gaya Dalam Balok Hasil ETABS

Story	Beam	V2 (kN)	T (kN·m)	M3 (kN·m)	Story	Beam	V2 (kN)	T (kN·m)	M3 (kN·m)
GF 2	B3862	2129,39	3957,18	7365,83	4th FP	B431	714,66	-618,30	3642,35
GF 2	B919	2531,58	-878,31	6276,41	7th FP	B431	-416,66	122,69	3506,81
GF 2	B919	-237,22	-1807,49	6146,58	4th FP	B431	-185,65	267,24	3504,39
GF 2	B3862	2851,26	3411,65	4918,92	GF 2	B3862	-4370,76	598,53	3491,34
7th FP	B431	-57,55	147,34	4347,75	GF 2	B919	2168,66	-614,37	3437,94

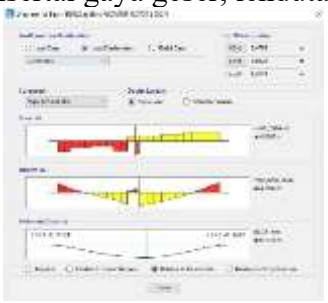
Story	Beam	V2 (kN)	T (kN·m)	M3 (kN·m)	Story	Beam	V2 (kN)	T (kN·m)	M3 (kN·m)
7th FP	B431	520,92	-439,70	4330,65	4th FP	B431	-274,59	261,90	3259,33
7th FP	B431	-187,25	135,07	4188,58	6th FP	B431	781,42	63,06	3255,96
GF 2	B919	-9356,52	-1656,74	4187,86	6th FP A	B431	653,93	-436,62	3099,54
7th FP	B431	-313,71	126,98	3900,34	6th FP	B431	-175,97	461,37	3090,28
7th FP	B431	635,59	-428,05	3768,58	7th FP	B431	731,63	-420,30	3089,47

Keterangan: GF = Ground Floor; FP = Floor Plan.

Pengecekan lentur menggunakan blok tegangan ekivalen persegi dengan tegangan 0,85 f_c' dan tinggi $a = \beta_1 c$, di mana c adalah jarak serat tekan terluar ke garis netral (Gambar 11a). Diagram gaya dalam balok B3862 (Gambar 11b–c) menunjukkan momen maksimum 7.365,83 kN·m di sekitar tengah bentang, disertai gaya geser, lendutan, dan torsi yang signifikan.



(a) Tegangan lentur balok beton bertulang



(b) Diagram geser, momen, dan lendutan B3862



(c) Diagram aksial dan torsi B3862

Gambar 11 Diagram Tegangan Lentur dan Gaya Dalam Balok B3862

Balok B3862 memiliki L = 9.457 mm, b = 500 mm, h = 700 mm, selimut 40 mm, d = 640,5 mm, f_c' = 29,36 MPa, f_y = 341 MPa, β_1 = 0,8403, kolom 400 × 400 mm, dan L_n = 9.057 mm, dengan $M_{u,tumpuan} = -5.826{,}25$ kN·m, $M_{u,lapangan} = 7.365{,}83$ kN·m, dan $P_u = 17.856{,}72$ kN. Syarat geometri ($L_n \geq 4d$ dan batas lebar balok, Pasal 18.6.2.1) terpenuhi, tetapi syarat gaya aksial $P_u \leq 0{,}1 A_g f_c'$ tidak terpenuhi. Hasil pengecekan lentur ditunjukkan pada Tabel 12.

Tabel 12 Pengecekan Kapasitas Lentur Balok B3862 (SNI 2847:2019)

Parameter	Pasal / Persamaan	Satuan	Tumpuan (−)	Lapangan (+)
Jumlah tulangan n / d_b	Input	mm	– / 13	12 / 13
Jarak bersih antar tulangan	25.2.1 (≥ d_b dan 25 mm)	mm	−87,889 (TIDAK)	−74,273 (TIDAK)
Jumlah lapis	–	–	2	2
A_s pasang	–	mm²	12.541	5.955
$A_{s,min}$ (1 / 2 / 4)	9.6.1.2; 18.6.3.2	mm²	278,238 / 84,378 / –	278,238 / 84,378 / 69,560
Cek $A_{s,min}$	$A_s \geq A_{s,min}$	–	OK	OK
$\rho = A_s/(b \cdot d)$	–	–	61,02%	28,98%
$\rho_{max,1}$ / $\rho_{max,2}$	$0{,}75\rho_b$ / 18.6.3.1	–	16259,30% / 2,50%	16259,30% / 2,50%
Cek $A_{s,max}$	**$\rho \leq \rho_{max}$**	**–**	**NOT OK**	**NOT OK**
$a = A_s f_y/(0{,}85 f_c' b)$	22.2.2.4.1	mm	21,077	10,008
$M_n = A_s f_y(d - a/2)$	22.2.2.4.1	kN·m	80,489	49,458
$c = a/\beta_1$	22.2.2.4.1	mm	0,053	0,025
$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0{,}003$	22.2.1.2; 22.2.2.1	–	1,669	3,517
ϕ	Tabel 21.2.2	–	0,900	0,900
ϕM_n	–	kN·m	72,440	44,512
M_u	–	kN·m	590,558	7.365,829
Cek kapasitas	**$\phi M_n > M_u$**	**–**	**NOT OK**	**NOT OK**
A_s perlu	$M_u/[f_y(d - a/2)]$	mm²	92.014,768	886.879,999

Tulangan terpasang memenuhi $A_{s,min}$, namun melampaui $A_{s,max}$. Kapasitas lentur terfaktor pada tumpuan (ϕM_n = 72,44 kN·m) lebih kecil dari M_u = 590,56 kN·m, dan pada lapangan (ϕM_n = 44,51 kN·m) lebih kecil dari M_u = 7.365,83 kN·m, sehingga penampang balok belum mampu menahan momen lentur yang terjadi dan memerlukan peningkatan kapasitas.

Pengecekan geser dilakukan pada balok yang sama (d = 639 mm, d_b = 22 mm, d_s = 10 mm) dengan $V_{u,tumpuan}$ = 3.828,24 kN dan $V_{u,lapangan}$ = 5.783,39 kN hasil ETABS. Hasilnya ditunjukkan pada Tabel 13.

Tabel 13 Pengecekan Kapasitas Geser Balok B3862

Parameter	Pasal / Persamaan	Satuan	Tumpuan	Lapangan
$A_s^+ = A_s^-$ tumpuan	Sheet desain lentur	mm²	3.801,327	–
$a_{pr}^+ = a_{pr}^-$	1,25a	mm	216,423	–
$M_{pr}^+ = M_{pr}^-$	R18.6.5	N·mm	860.044.934	–
$V_{pr} = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-)/L_n$	18.6.5.1	N	189.918	–
$V_e = V_g + V_{pr}$ ($\frac{1}{2}V_e$)	18.6.5.1	N	5.973.309 (2.986.654)	–
P_u / $A_g f_c'/20$	18.6.5.2	N	479.647,284 / 513.800	–
V_c diperhitungkan	18.6.5.2	–	Iya	–
V_c	22.5.5.1	N	294.305	294.305
A_v ($n \cdot \pi/4 \cdot d_s^2$); jumlah kaki	–	mm²	392,699	392,699; 5 kaki
Spasi pasang	Input	mm	100	170
Spasi maks.	18.6.4.4 (d/4; $6d_b$; 150) / 18.6.4.6 (d/2)	mm	159,75; 132,00; 150,00	319,50
Cek spasi	–	–	OK	OK
$V_s = A_v f_y d/s$	22.5.10.5.3	N	855.687	503.346
Batas $V_s = 0{,}66\sqrt{f_c'}\, b\, d$	22.5.1.2	N	1.142.596	1.142.596
ϕ	12.5.3.2; 21.2.4	–	0,75	0,75
$V_n = V_c + V_s$	–	N	1.149.992	797.651
V_u	–	N	5.973.309	5.783.390,4
$\phi V_n/V_u$	≥ 1,0	–	0,144	0,103
Cek kapasitas	**–**	**–**	**NOT OK**	**NOT OK**

Rasio $\phi V_n/V_u$ pada tumpuan (0,144) maupun lapangan (0,103) lebih kecil dari 1,0, sehingga kapasitas geser balok tidak memenuhi persyaratan SNI 2847:2019 dan penampang dinyatakan tidak aman (NOT OK) terhadap gaya geser yang bekerja.

Selanjutnya dilakukan pengecekan torsi pada balok B3862 dengan properti penampang yang sama. Hasil perhitungan kebutuhan tulangan transversal dan longitudinal akibat torsi ditunjukkan pada Tabel 14.

Tabel 14 Pengecekan Torsi Balok B3862

Parameter	Pasal / Persamaan	Satuan	Tumpuan	Lapangan
Geometri Penampang				
$A_{cp} = b \cdot h$; $P_{cp} = 2(b + h)$	–	mm²; mm	350.000; 2.400	
x_o; y_o	b(h) − $2c_c$ − d_s	mm	410; 610	
A_{oh}; $A_o = 0{,}85A_{oh}$; P_h	R22.7.6.1.1; 22.7.6.1	mm², mm	250.100; 212.585; 2.040	
Kebutuhan Tulangan dan Dimensi				
T_u	Input	kN·m	18.856,1534	
$T_{cr} = 0{,}33\sqrt{f_c'}\, A_{cp}^2/P_{cp}$; ϕ	Tabel 21.2.1	N·mm	91.267.638; ϕ = 0,75	
$\phi T_{cr}/4$ → perlu tulangan torsi?	Tabel 22.7.4.1	N·mm	17.112.682 → Iya	
Jenis torsi; T_u pakai	22.7.3.2; 22.7.5	N·mm	Kompatibilitas; 68.450.729	
V_u; V_c	22.5.5.1	N	358.086; 294.305	
Tegangan geser + torsi ≤ kapasitas beton	22.7.7.1	MPa	1,726 ≤ 3,373 (OK)	
f_y/f_{yt}; θ	22.7.6.1.2	–; °	1; 45	
Tulangan Transversal				
n kaki; spasi s	Sheet desain geser	mm	3; 100	2; 150
s maks. (P_h/8; 300 mm) → cek spasi	9.7.6.3.3	mm	255; 300 → OK	255; 300 → OK
A_{v+t}/s pasang	$n \cdot \pi/4 \cdot d_s^2/s$	mm²/mm	2,356	1,047
$A_t/s = T_u/(2\phi A_o f_y)$	22.7.6.1	mm²/mm	0,630	
A_v/s perlu	$(V_u/\phi - V_c)/(f_y d)$	mm²/mm	1,634	0,862

Parameter	Pasal / Persamaan	Satuan	Tumpuan	Lapangan
A_{v+t}/s perlu = $2A_t/s + A_v/s$	R9.5.4.3	mm²/mm	2,893	2,121
A_{v+t}/s min (1; 2)	9.6.4.2	mm²/mm	0,493; 0,513	
Cek geser + torsi	**Pasang ≥ perlu dan min**	**–**	**NOT OK**	**NOT OK**
Tulangan Longitudinal				
$d_b \geq d_{b,min} = 0{,}042s$	9.7.5.2	mm	22 ≥ 6,3 (OK)	
A_s perlu atas / bawah	Sheet desain geser	mm²	2.563,903 / 4.913,991	2.283,456 / 3.935,899
$A_l = (A_t/s)P_h$; $A_{l,min}$	22.7.6.1; 9.6.4.3	mm²	1.284,192;	1.051,637
$A_s + A_l$ perlu	–	mm²	8.762,086	7.503,547
n atas / tengah / bawah; n vertikal	Sheet desain lentur	–	10 / 4 / 10; 4	5 / 4 / 7; 4
Spasi horizontal; vertikal → cek	–	mm	42; 193 → OK	95; 193 → OK
$A_s + A_l$ pasang	–	mm²	9.123,185	6.082,123
Cek lentur + torsi	**Pasang ≥ perlu**	**–**	**OK**	**NOT OK**

Kebutuhan tulangan transversal akibat kombinasi geser dan torsi (minimum 0,493 mm²/mm dan 0,513 mm²/mm) belum terpenuhi oleh tulangan terpasang, baik di tumpuan maupun lapangan (NOT OK). Untuk tulangan longitudinal, kapasitas lentur + torsi memenuhi di tumpuan (OK) tetapi tidak memenuhi di lapangan (NOT OK).

b. Gaya Dalam dan Pengecekan Kolom

Rekapitulasi gaya dalam kolom (P, V2, V3, T, M2, M3) ditunjukkan pada Tabel 15. Momen maksimum M3 = 1.926,61 kN·m terjadi pada kolom C498 di Ground Floor 2, sehingga kolom ini dipilih sebagai elemen tinjauan.

Tabel 15 Gaya Dalam Maksimum Kolom Hasil ETABS

Story	Kolom	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN·m)	M2 (kN·m)	M3 (kN·m)
GF 2	C498	-13401,61	-527,95	120,47	-13,71	-481,82	1926,61
GF 2	C498	-13417,07	-527,95	120,47	-13,71	-370,28	1437,79
Upper Ground	C502	-5911,66	401,47	-220,80	0,06	-754,82	1374,12
7th FP	C495	-1010,41	761,50	362,89	0,15	614,87	1236,78
6th FP A	C495	-1878,69	649,87	344,75	0,15	609,09	1161,72
7th FP	C97	-744,68	802,95	-598,03	0,55	-792,04	1057,47
7th FP	C1008	-761,67	-894,89	144,60	0,55	-112,66	1037,54
5th FP	C495	-3429,92	474,47	194,76	0,19	459,32	977,12
GF 2	C498	-13432,53	-527,95	120,47	-13,71	-258,74	948,97
GF 2A (+2,55)	C498	-13432,53	-527,95	120,47	-13,71	-258,74	948,97
7th FP	C231	-4217,86	787,13	-140,13	1,01	-210,56	919,74
GF 1A	C362	-19309,54	343,33	83,61	0,39	246,98	917,64
3rd FP A/P3A	C447	-5390,72	295,70	31,11	0,31	67,65	890,59
5th FP	C97	-2304,88	431,70	-248,53	0,42	-609,34	879,85
5th FP	C362	-11538,89	442,04	302,10	1,27	601,61	876,89
6th FP	C447	-3922,65	445,24	19,59	0,28	-5,62	873,94
6th FP A	C97	-1420,75	445,77	-359,67	0,54	-705,44	865,58
1st FP P1	C97	-4305,46	322,43	-234,84	0,39	-613,18	860,69
1st FP P1	C362	-14832,81	328,13	31,96	0,73	81,75	840,29
5th FP	C354	-3083,11	503,94	-94,06	0,22	-229,58	835,80
5th FP	C231	-7249,64	420,72	-10,97	1,27	-46,64	830,39
4th FP	C495	-4373,63	530,09	251,70	0,10	359,89	827,54

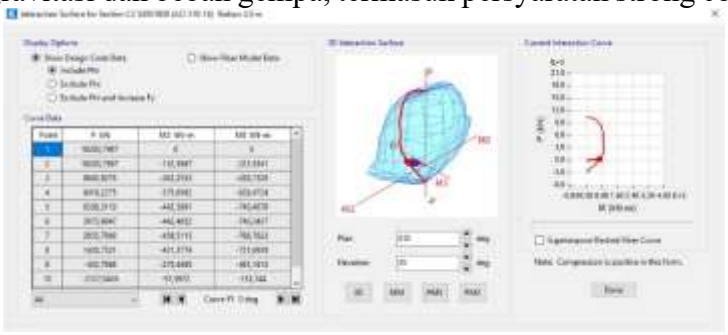
Kolom C498 memiliki tinggi 3.300 mm, luas penampang 708.462,5 mm², d_b = 22 mm, d_s = 13 mm, selimut 36 mm, f_c' = 38,99 MPa, f_y = 420 MPa, tinggi balok 500 mm, dan L_n = 2.800 mm. Hasil pengecekan ditunjukkan pada Tabel 4.16.

Tabel 16 Pengecekan Kolom C498

Parameter	Pasal / Persamaan	Satuan	Nilai	Cek
Syarat gaya aksial	R18.7.1; $P_u > 0{,}1A_gf_c'$	–	–	NOT OK
Syarat sisi terpendek	18.7.2.1; b ≥ 300 mm	–	–	OK
Syarat rasio dimensi	18.7.2.1; b/h ≥ 0,4	–	–	OK
Jumlah tulangan n; $A_s = n \cdot \pi/4 \cdot d_b^2$	Input	mm²	24; 9.123,2	–
Rasio tulangan ρ	18.7.4.1; 1% ≤ ρ ≤ 6%	–	1,82%	OK

Parameter	Pasal / Persamaan	Satuan	Nilai	Cek
M_{nc} (terkecil)	Input	kN·m	177,751	–
M_n^-; M_n^+ tumpuan balok	Input	kN·m	177,751; 1.123,310	–
Strong Column–Weak Beam	**18.7.3.2; $2M_{nc} \geq 1{,}2(M_n^- + M_n^+)$**	–	–	**NOT OK**

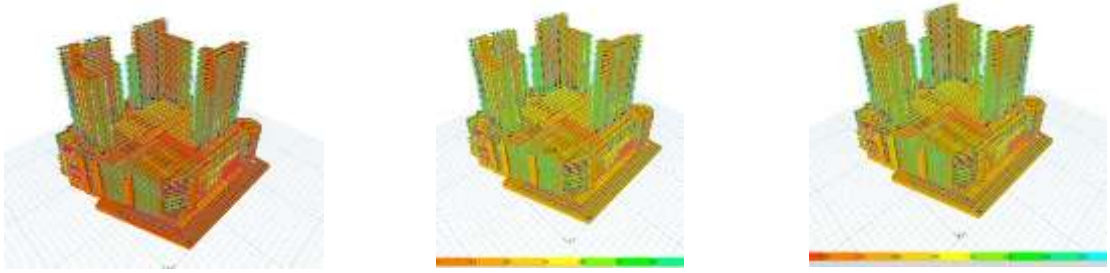
Diagram interaksi P-M (Gambar 12) menunjukkan bahwa gaya yang terjadi berada di luar diagram P-M penampang kolom, sehingga kolom belum memenuhi dalam menahan kombinasi beban gravitasi dan beban gempa, termasuk persyaratan strong column–weak beam.



Gambar 12 Pengecekan Diagram PMM Kolom

c. Gaya Dalam dan Pengecekan Pelat

Momen lentur pelat pada kondisi pembebanan paling kritis diperoleh dari ETABS (Gambar 4.13) dan digunakan sebagai dasar evaluasi penulangan pelat sesuai SNI 2847:2019.



(a) Momen pelat maksimum (b) Momen pelat arah Y (c) Momen pelat arah X

Gambar 13 Diagram Momen Pelat

Contoh perhitungan kapasitas pelat (tulangan Ø10-150, b = 1.000 mm):

$A_s = (0{,}25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b) / s = (0{,}25 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000) / 150 = 523{,}59$ mm²

$a = (A_s \cdot f_y) / (0{,}85 \cdot f_c' \cdot b) = (523{,}59 \cdot 353{,}2) / (0{,}85 \cdot 24{,}56 \cdot 1000) = 8{,}88$ mm

Kapasitas penampang aktual: $M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - 0{,}5a) = 523{,}59 \times 353{,}2 \times (91 - 0{,}5 \times 8{,}88)$; $\phi M_n = -16{,}00$ kN·m

$M_u \leq \phi M_n \rightarrow 14{,}12$ kN·m < 16,99 kN·m (Ratio = 0,883) – OK

Lendutan pelat juga perlu dibandingkan dengan batas lendutan izin SNI 2847:2019 berdasarkan hasil ETABS untuk memastikan kinerja layan (serviceability), karena lendutan berlebihan dapat mengganggu fungsi struktur, merusak elemen nonstruktural, dan mengurangi kenyamanan pengguna.

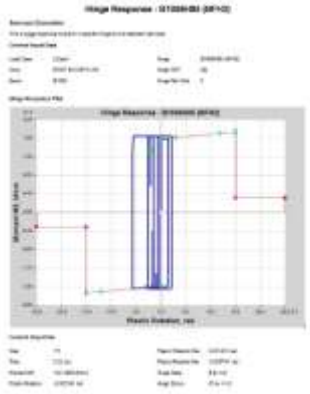
Performance Base Level

Evaluasi performance based level dilakukan untuk mengetahui tingkat kinerja struktur setelah menerima beban gempa berdasarkan analisis nonlinier, meliputi deformasi, pembentukan sendi plastis, dan kondisi kerusakan elemen. Kinerja dibedakan menjadi Immediate Occupancy (IO), yaitu kerusakan ringan dengan kekuatan dan kekakuan mendekati semula; Life Safety (LS), yaitu kerusakan cukup signifikan namun penghuni tetap terlindungi; dan Collapse Prevention (CP), yaitu kerusakan berat di ambang keruntuhan namun struktur masih stabil.

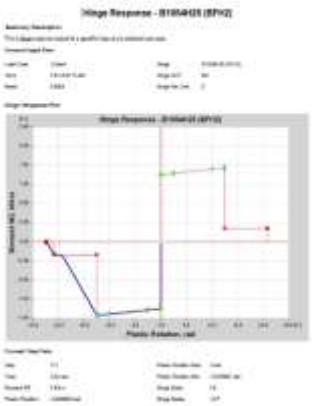
1. Performance Base Level Balok

Respons sendi plastis balok ditunjukkan oleh hubungan momen–rotasi plastis pada Gambar 4.14. Pada balok B1056 (M3), langkah ke-111 (t = 2,22 detik), rotasi plastis sebesar

−0,002104 rad dengan momen 1.327,86 kN·m dan status B to < C. Balok telah memasuki fase inelastik namun masih di bawah batas LS, sehingga masih daktail dan memiliki cadangan kapasitas. Sebaliknya, pada balok B1054H25 rotasi plastis mencapai −0,026803 rad pada langkah dan waktu yang sama dengan status CP, yang berarti kapasitas deformasi plastis telah melampaui batas Collapse Prevention, elemen rusak berat, dan memerlukan perkuatan (retrofitting).



(a) Balok B1056 (BFH2) – kondisi B to < C



(b) Balok B1054H25 (BFH2) – kondisi CP

Gambar 14 Hinge Response Balok pada Kondisi Life Safety dan Collapse Prevention

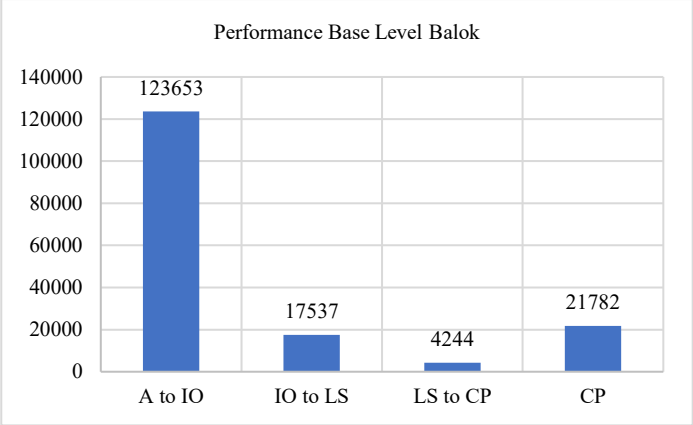
Rekapitulasi sendi plastis balok lantai atap (ROOF FLOOR PLAN) ditunjukkan pada Tabel 17.

Tabel 17 Hinge States Balok Lantai Atap

Frame	Abs Dist	P	M3	R3 Plastic	Hinge State	Frame	Abs Dist	P	M3	R3 Plastic	Hinge State
B423	0,25	0,1614	989,4452	0,003912	C to D	B1054	0	0,2934	954,5828	0,006384	C to D
B423	7,75	0,2854	914,4376	0,016098	C to D	B1054	7,45	0,2645	561,2803	0,015426	C to D
B612	0	0,2836	1661,5427	0,006064	C to D	B1068	0,25	0,1531	830,5296	0,0049	D to E
B792	0,25	0,4963	1028,9625	0,003892	C to D	B1068	7,75	0,2498	881,5361	0,022762	D to E
B806	0	0,2471	1327,7696	0,005857	C to D	B1246	0,25	0,1853	851,5917	0,003295	C to D
B807	8	0,4306	947,5229	0,018073	C to D	B1246	7,75	0,2975	1155,9955	0,020081	C to D
B821	0,25	0,1428	796,6176	0,004843	D to E	B1247	6	0,5035	1763,6212	0,0175	C to D
B821	7,75	0,2521	904,2444	0,022899	D to E	B1265	7,75	0,8828	1239,4039	0,018674	C to D
B824	6	0,5067	1311,8425	0,015726	C to D	B1279	6	0,4413	1547,571	0,01879	C to D
B1020	0,25	0,1715	847,7417	0,003092	C to D	B1280	0	0,32	1154,5415	0,006135	D to E
B1020	7,75	0,2807	1086,6925	0,019153	C to D	B1280	7,45	0,2819	726,048	0,020597	D to E
B1021	6	0,4751	1935,48	0,018933	C to D	B1294	0,25	0,1661	861,6173	0,005261	D to E
B1039	7,75	0,8169	1131,2698	0,017408	C to D	B1294	7,75	0,2671	932,4463	0,023805	D to E
B1053	6	0,4123	1547,3752	0,018774	C to D						

Keterangan: seluruh elemen pada tabel berstatus hinge CP.

Sebagian besar sendi plastis balok berada pada kondisi C to D dan beberapa telah mencapai D to E, dengan rotasi plastis 0,003–0,024 rad. Seluruh elemen tersebut berstatus CP (melewati Collapse Prevention), sehingga struktur eksisting belum memenuhi target kinerja untuk tingkat gempa yang dianalisis. Distribusi kinerja seluruh balok ditunjukkan pada Gambar 15.

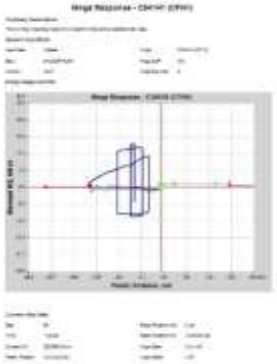


Gambar 15 Performance Base Level Balok

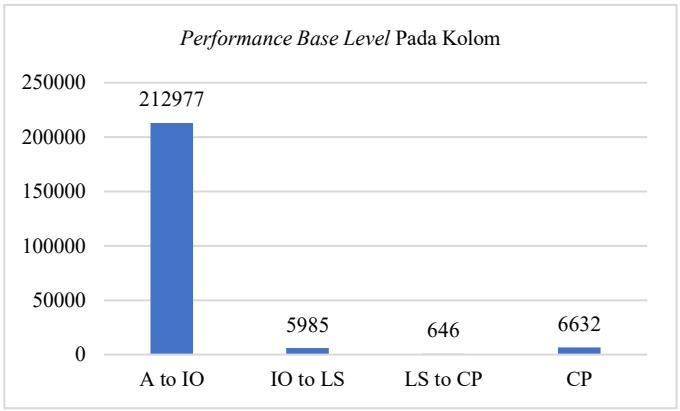
Sebanyak 123.653 elemen berada pada kondisi A–IO, 17.537 elemen IO–LS, 4.244 elemen LS–CP, dan 21.782 elemen telah mencapai CP. Sebagian besar elemen masih berada pada tingkat IO, namun terdapat sejumlah elemen yang melampaui batas CP sehingga memerlukan evaluasi lebih lanjut dan perkuatan.

2. Performance Base Level Kolom

Distribusi sendi plastis kolom hasil Nonlinear Time History Analysis (NLTHA) ditunjukkan pada Gambar 16. Kolom C541 lantai 8 berada pada kategori < C to D pada waktu 1,32 detik, yang berarti elemen telah memasuki fase inelastik dengan kerusakan cukup signifikan namun belum runtuh; kondisi ini mendekati CP sehingga perlu diperhatikan apabila terjadi pada banyak elemen.



Gambar 16 Hinge Response Kolom C541 Lantai 8



Gambar 17 Performance Base Level Kolom

Rekapitulasi sendi plastis kolom lantai atap berdasarkan parameter P, M2, M3, rotasi plastis, dan hinge state ditunjukkan pada Tabel 18.

Tabel 18 Hinge States Kolom Lantai Atap

Frame	P	M2	M3	R2 Pl.	R3 Pl.	Frame	P	M2	M3	R2 Pl.	R3 Pl.
C189	8743,97	175,72	683,53	0,00051	0,010735	C301	831,68	1121,70	9029,60	5,7E-05	0,003572
C190	2078,80	279,22	6418,03	0,00012	0,003357	C302	4102,77	816,04	8680,02	3,7E-05	0,006127
C238	3360,75	1338,51	8025,28	0,00017	0,005654	C303	3787,67	970,45	7640,55	0,00041	0,006492
C239	3014,26	3394,01	6869,00	0,00071	0,005414	C308	2115,55	318,78	7480,62	0,00019	0,00325
C226	1060,83	332,73	7531,35	0,00038	0,005371	C367	2915,47	258,80	9607,12	0,0002	0,003634
C244	10696,29	251,33	1445,19	0,00057	0,012987	C367	3158,05	362,60	7127,10	7,8E-05	0,019529
C244	9122,76	393,38	2330,99	0,00033	0,01991	C378	1025,43	2177,93	8204,88	0,00022	0,004353
C245	4121,49	1250,84	8110,60	0,00032	0,006768	C379	836,34	2201,52	9144,71	0,00036	0,005456
C290	4767,62	1034,32	8858,88	0,00015	0,007099	C384	1005,57	895,95	9327,08	5,6E-05	0,006798
C291	10135,93	292,31	1103,44	0,00047	0,014125	C385	2572,03	657,90	10700,51	0,00055	0,005324
C291	10105,86	261,87	1337,04	0,00076	0,020445	C385	2827,13	726,42	8898,17	0,00041	0,021168
C292	1571,18	294,52	8242,76	0,00027	0,005259	C541	9365,66	242,83	923,31	0,00016	0,012037

Keterangan: seluruh elemen pada tabel memiliki hinge state D to E dan hinge status CP.

Beberapa kolom lantai atap mengalami kondisi CP dengan gaya aksial 831,68–10.696,29 kN, momen M3 683,53–10.700,51 kN·m, rotasi plastis arah utama (R3) 0,00325–0,02117 rad, dan arah minor (R2) relatif kecil, yaitu $3{,}7 \times 10^{-5}$–$7{,}6 \times 10^{-4}$ rad. Secara keseluruhan, 212.977 elemen berada pada kondisi A–IO, 5.985 elemen IO–LS, 646 elemen LS–CP, dan 6.632 elemen telah mencapai CP, sehingga sebagian besar elemen berada pada tingkat IO, namun elemen kritis yang melampaui CP memerlukan evaluasi dan perkuatan lebih lanjut.

3. Kriteria Performance Base Levels

Penentuan tingkat kinerja mengacu pada FEMA 356 yang mempertimbangkan pembentukan sendi plastis pada balok dan kolom serta besarnya simpangan antar lantai (interstory drift ratio) dari hasil NLTHA, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 4.19.

Tabel 19 Structural Performance Level (FEMA 356, 2000)

Elemen	Tipe	Immediate Occupancy (S-1)	Life Safety (S-3)	Collapse Prevention (S-5)
Rangka beton	Primer	Retak rambut ringan; pelelehan tulangan hanya di beberapa lokasi; tidak ada kerusakan tekan beton (regangan < 0,003).	Kerusakan cukup besar pada balok; spalling selimut dan retak geser pada kolom daktail (< 1/8 inci); spalling ringan pada kolom tidak daktail; retak sambungan < 1/8 inci.	Retak luas dan sendi plastis pada elemen daktail; retak terbatas dan/atau kegagalan sambungan tulangan pada beberapa kolom tidak daktail; kerusakan berat pada kolom pendek.
Rangka beton	Sekunder	Spalling ringan pada beberapa kolom dan balok daktail; retak lentur pada balok dan kolom; retak geser sambungan < 1/16 inci.	Retak luas dan sendi plastis pada elemen daktail; retak terbatas dan/atau kegagalan sambungan tulangan pada beberapa kolom tidak daktail; kerusakan berat pada kolom pendek.	Spalling luas pada kolom (pemendekan terbatas) dan balok; kerusakan berat sambungan; sebagian tulangan mengalami tekuk.
Drift	–	Sementara maks. 1%; permanen dapat diabaikan.	Sementara maks. 2%; permanen 1%.	Sementara maupun permanen maks. 4%.

Berdasarkan Tabel 10, rasio drift maksimum arah X sebesar 0,48% (lantai 46) dan arah Y sebesar 0,53% (lantai 17), dengan kecenderungan meningkat pada lantai menengah hingga atas lalu menurun pada lantai dasar. Seluruh nilai berada di bawah batas 1% untuk tingkat Immediate Occupancy (IO) menurut FEMA 356, sehingga ditinjau dari simpangan, struktur dapat dikategorikan IO: hanya mengalami kerusakan ringan tanpa kehilangan kekakuan dan kekuatan yang signifikan, dan bangunan masih dapat digunakan.

4. Rekomendasi Perbaikan

Berdasarkan inspeksi lapangan, pengujian material, evaluasi kondisi eksisting, dan NLTHA, terdapat elemen yang belum memenuhi persyaratan kekuatan maupun kinerja SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019, sehingga diperlukan perbaikan dan perkuatan (retrofit).

1. Perkuatan Elemen Balok dan Kolom

Retrofit diperlukan untuk meningkatkan kapasitas lentur, geser, dan daktilitas balok serta kolom. Metode yang dapat dipertimbangkan ditunjukkan pada Gambar 4.18.



(a) Concrete jacketing (b) Steel jacketing (c) Fiber Reinforced Polymer (FRP)

Gambar 18 Metode Retrofit Elemen Struktur

a. Concrete jacketing, untuk meningkatkan kapasitas aksial, lentur, dan geser kolom. Setelah perkuatan, rasio Demand to Capacity (D/C) menurun 4,11% dan 6,75%, sedangkan kapasitas aksial dan momen meningkat 58,58% dan 78,43% pada model 1 serta 273,11% dan 65,27% pada model 2 (Tjong and Singh 2025).

b. Steel jacketing, terutama untuk kolom yang memerlukan peningkatan daktilitas dengan waktu pelaksanaan relatif singkat. Momen meningkat dari 13,12 kN menjadi 33,44 kN (15%), gaya lintang dari 5,18 kN menjadi 6,30 kN (2%), dan gaya aksial dari 149,28 kN menjadi 159,97 kN (7%); metode ini efektif meningkatkan kekuatan geser dan aksial kolom meskipun kurang efektif untuk kekuatan lentur (Rahman et al. 2024).

c. FRP wrapping, untuk meningkatkan kapasitas geser dan daktilitas balok maupun kolom tanpa menambah dimensi secara signifikan. Perkuatan balok dengan FRP meningkatkan kemampuan lentur 58,07%, sedangkan concrete jacketing pada kolom meningkatkan kemampuan lentur 12,37% (arah X) dan 39,12% (arah Y) dibandingkan kondisi eksisting (Rahman et al. 2024).

Pemilihan metode perkuatan harus mempertimbangkan kondisi eksisting, kemudahan pelaksanaan, gangguan terhadap operasional bangunan, serta aspek ekonomi.

2. Evaluasi Pasca-Retrofit

Setelah retrofit selesai, struktur direkomendasikan untuk dianalisis kembali dengan Nonlinear Time History Analysis sesuai SNI 1726:2019 untuk memastikan seluruh elemen mencapai target kinerja Immediate Occupancy (IO) atau Life Safety (LS) sesuai tujuan desain dan tingkat risiko bangunan.

KESIMPULAN

Berdasarkan hasil pemodelan dan analisis Nonlinear Time History Analysis (NLTHA) pada Gedung Apartemen dan Mall Seasons City, Tambora, Jakarta Barat, sesuai SNI 1726:2019, SNI 2847:2019, dan konsep Performance-Based Seismic Assessment, struktur masih mampu mempertahankan kestabilannya terhadap beban gempa meskipun mengalami deformasi dan pembentukan sendi plastis pada beberapa elemen, dengan momen maksimum balok sebesar 7.365,83 kN·m pada balok B3862 dan momen maksimum kolom sebesar 1.926,61 kN·m pada kolom C498 di Ground Floor 2. Evaluasi sendi plastis menunjukkan sebagian besar elemen berada pada kondisi A–IO, sedangkan hasil analisis drift menunjukkan rasio maksimum arah X sebesar 0,48% dan arah Y sebesar 0,53%, yang masih berada di bawah batas 1% menurut FEMA 356, sehingga struktur memenuhi tingkat kinerja Immediate Occupancy (IO).

PENDANAAN

Penulis menyatakan bahwa tidak ada dukungan finansial yang diterima untuk pelaksanaan penelitian ini dan/atau penerbitan artikel ini.

KONFLIK KEPENTINGAN

Penulis menyatakan bahwa penelitian ini dilakukan tanpa adanya hubungan komersial atau finansial yang dapat ditafsirkan sebagai potensi konflik kepentingan.

KONTRIBUSI PENULIS

Penulis berkontribusi penuh dalam perumusan ide gagasan utama, melakukan pengumpulan data kepustakaan (library research), melakukan analisis dan interpretasi teks primer tokoh, serta penyusunan manuskrip. Seluruh penulis telah menyetujui versi akhir manuskript.

PERNYATAAN PENGGUNAAN KECERDASAN ARTIFISIAL GENERATIF

Penulis menyatakan bahwa kecerdasan artifisial (AI) generatif digunakan dalam penyusunan manuskrip ini. Penulis mengakui penggunaan AI generatif untuk membantu meningkatkan kejelasan bahasa dan memperbaiki struktur tata bahasa manuskrip. Penggunaan tersebut dilakukan dengan mematuhi pedoman etika yang berlaku mengenai penggunaan dan pengungkapan AI generatif dalam penelitian ilmiah. Setiap penulis telah memberikan kontribusi intelektual yang substansial terhadap karya ini. Seluruh isi manuskrip telah ditelaah secara cermat untuk memastikan keakuratannya, dan penulis bertanggung jawab sepenuhnya atas integritas serta isi akhir manuskript.

REFERENSI

ASTM C 597. 2003. “ASTM C 597-02: Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete.” United States: American Society for Testing and Material. 04(02): 3–6.

FEMA 356. 2000. “Federal Emergency Management Agency.” In The 9/11 Encyclopedia: Volume 1-2, Second Edition, , 177–80. doi:10.4135/9781544377230.n85.

Jia, Huijuan, Yongsheng Song, Xi Chen, Shunqing Liu, and Binsheng Zhang. 2022. “Seismic Performance Evaluation of a High-Rise Building with Structural Irregularities.” Buildings 12(9). doi:10.3390/buildings12091484.

Kim, Min Sook, and Young Hak Lee. 2022. "Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns Retrofitted with Hybrid Concrete Jackets Subjected to Combined Loadings." Materials 15(18): 6213. doi:10.3390/ma15186213.

Listyorini, Edy Purwanto, and Agus Supriyadi. 2015. “Evaluasi Kinerja Sstruktur Gedung Dengan Analisis Time History (Studi Kasus : Gedung Rumah Sakit Bethesda Yogyakarta).” Matriks Teknik Sipil: 1047–55.

Novyeremia, Dwitiun, Fransisco Happy Riadi Haputra Baru, and Okta Meilawaty. 2023. "Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Terhadap Gempa Dengan Analisis Time History (Studi Kasus: Sekolah Nasional Global Nusantara Sampit Kab. Kotawaringin Timur)." Jurnal Serambi Engineering 8(4). doi:10.32672/jse.v8i4.6713.

Pangestu, Kukuh Dwi, Remi Cornelis, and Elsy Hangge. 2021. “Analisis Kinerja Struktur Pada Model Bangunan Setback Menggunakan Metode Time History Analysis.” JURNAL FORUM TEKNIK SIPIL (J-ForTekS) 1(2): 1–12. doi:10.35508/forteks.v1i2.4817.

Putri, A.P, M.R.R.A Fadilah, and C.C.S Khala. 2021. “Analisis Kinerja Seismik Struktur Bangunan Beton Bertulang 10 Lantai Dengan Metode Respons Spektrum Dan Time History (Seismic Performance Analysis of 10 Stories Reinforced Concrete Building Using Spectrum Response and Time History Methods).” Jurnal Infrastruktur 7(2): 79–85.

Rahman, Aulia, Samsunan Samsunan, Chaira Chaira, Alvisyahri Alvisyahri, and Yudi Permadani. 2024. “Alternatif Retrofitting Pada Kolom Dengan Metode Steel Jacketing (Studi Kasus Gedung Mess Korem 012 / Tu Ujong Karang).” 7(2): 93–102.

Resmaindra, Muhammad Thariq, Bondan Dhifan Mazaya, and Anindya Sulaksani Apsari. 2024. "Analisis Perkuatan Kolom Lingkaran Pada Bangunan Soft-Story Menggunakan Steel Jacketing Dengan Pendekatan 2D." Media Ilmiah Teknik Sipil 12(2): 87–100. doi:10.33084/mits.v12i2.6101.

Rifai, M, F Alami, and M Helmi. 2022. “Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Bertingkat Dengan Analisis Time History.” Jrsdd 20(1): 99–144.

Ro, Kyong Min, Min Sook Kim, Dae-Sung Hwang, and Young Hak Lee. 2021. "Seismic Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Bolted Concrete-Filled Steel Tubes." Applied Sciences 11(16): 7382. doi:10.3390/app11167382.

Rochmah, Nurul, Michella Beatrix, Bantot Sutriono, and Fakultas Teknik. 2020. "Evaluasi Level Kinerja Gedung 6 Lantai Dengan Metode Non- Linear Time History Analysis." 18(01): 33–42.

Salasa, Stenly, Ahmad Rusdi, and Alfina Maysyurah. 2024. "Evaluasi Perbandingan Spektrum Respon Antara Sni 1726 – 2012 Dan Sni 1726 – 2019 Untuk Bangunan Tahan Gempa Di Kabupaten Sorong (Studi Kasus Hotel Aimas Conference Center – Kabupaten Sorong)." Jurnal Arsip Rekayasa Sipil dan Perencanaan 7(4): 245–57. doi:10.24815/jarsp.v7i4.35030.

Saadi, Mohamed, and Djarir Yahiaoui. 2024. "Optimizing Retrofit Strategies for RC Frames through Combined Techniques." Proceedings of the International Conference of Contemporary Affairs in Architecture and Urbanism-ICCAUA 7(1). doi:10.38027/iccaua2024en0240.

Santoso, Adi Nugroho, and Made Dharma Astawa. 2022. "Performance Evaluation of 34 Floors Building Structure in Surabaya Based on Sni 1726:2012 and Sni 1726:2019." Jurnal Teknik Sipil 18(2): 185–201. doi:10.28932/jts.v18i2.3807.

Saputra, Maarij Ravi, Banu Dwi Handono, and Mielke R. I. A. J. Mondoringin. 2020. "Evaluasi Kinerja Gedung Fakultas Hukum Universitas Sam Ratulangi Akibat Beban Gempa." Jurnal Sipil Statik 8(5): 679–86.

SNI 1726. 2019. "Standar Nasional Indonesia."

Tjong, Lidya Fransisca, and Amardev Singh. 2025. "Retrofit Kolom Beton Bertulang Menggunakan Concrete Dan Steel Jacketing Untuk Mengatasi Soft Story Building." (94).)