

Audit Seismik dan Perumusan Skema Perkuatan Bangunan Gedung Beton Bertulang Eksisting Berdasarkan SNI 9274:2025

¹Bagus Ririh Datwan Adiyaksa, ²Suryawan Murtiadi, ³Syahril Taufik

^{1,2,3}Program Studi Magister Teknik Sipil, Fakultas Sains Terapan dan Teknologi,
Institut Sains dan Teknologi Nasional, Jakarta
Jl. Moh. Kahfi II, Jagakarsa, Jakarta Selatan, Indonesia 12640
e-mail: ¹bagusrda@gmail.com, ²suryawan@istn.ac.id, ³syahril_taufik@istn.ac.id

Abstrak

Pemutakhiran peta bahaya gempa Indonesia melalui SNI 1726:2019 meningkatkan tuntutan beban gempa rencana, sehingga banyak bangunan gedung yang dirancang dengan standar terdahulu berpotensi tidak lagi memenuhi persyaratan keselamatan. Penelitian ini mengevaluasi kapasitas seismik gedung perkantoran beton bertulang dua lantai dengan satu lantai atap yang dibangun tahun 2011 di Sulawesi Utara, mengidentifikasi komponen defisien, serta merumuskan dan memverifikasi skema perkuatannya. Properti material ditetapkan dari audit struktur berupa uji palu beton, ultrasonic pulse velocity, pemindaian tulangan, uji karbonasi, dan pengambilan beton inti, kemudian dikalibrasi melalui analisis regresi. Audit menemukan cacat pelaksanaan berupa keropos pada badan dinding geser, dengan beton inti yang dibor langsung pada elemen tersebut hanya menghasilkan 10 MPa. Struktur dimodelkan sebagai rangka ruang tiga dimensi dan dianalisis dengan prosedur dinamik ragam spektrum respons dalam kerangka SNI 9273:2025 dan SNI 9274:2025, dengan tuntutan beban menurut SNI 1726:2019 dan kapasitas penampang menurut SNI 2847:2019. Klasifikasi sistem penahan beban lateral diuji terhadap kriteria sistem ganda SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1 dan sensitivitas hasil terhadap faktor modifikasi respons diperiksa pada $R = 8$, $R = 7$, dan $R = 6$; sistem ganda dengan $R = 7$ ditetapkan sebagai dasar perancangan perkuatan. Hasil menunjukkan struktur bersifat kaku tetapi tidak kuat: simpangan antar tingkat terbesar hanya mencapai 37,5 % batas ijin, sedangkan 38 dari 44 kolom atau 86,4 % telah mencapai rasio kebutuhan-kapasitas 1,00. Defisiensi terbesar terjadi pada geser dinding geser (4,73), hierarki kolom kuat-balok lemah (1,70), dan sambungan balok-kolom (1,47); dua yang terakhir bersifat invarian terhadap R karena diturunkan dari desain kapasitas. Skema perkuatan gabungan berupa injeksi grout pada badan dinding geser, pembungkusan FRP tiga lapis, dan selubung beton bertulang menurunkan seluruh rasio menjadi 0,59 sampai 0,97.

Kata kunci: audit seismik; rasio kebutuhan-kapasitas; ketidakberaturan torsi; perkuatan FRP; selubung beton bertulang

Abstract

The revision of the Indonesian seismic hazard map through SNI 1726:2019 has raised the design earthquake demand, so that many buildings designed under superseded codes may no longer satisfy current safety requirements. This study evaluates the seismic capacity of a two-storey reinforced concrete office building with one rooftop level, built in 2011 in North Sulawesi, identifies its deficient components, and formulates and verifies a strengthening scheme. Material properties were established from a structural audit comprising rebound hammer, ultrasonic pulse velocity, rebar scanning, carbonation and core drilling tests, then calibrated through regression analysis. The audit identified a construction defect in the form of honeycombing in the shear wall web, with cores drilled directly from that element yielding only 10 MPa. The structure was modelled as a three-dimensional space frame and analysed using the linear dynamic response spectrum procedure within the framework of SNI 9273:2025 and SNI 9274:2025, with load demand from SNI 1726:2019 and section capacity from SNI 2847:2019. The classification of the lateral force resisting system was tested against the dual system criterion of SNI 1726:2019 Clause 7.2.5.1, and the sensitivity of the results to the response modification factor was examined for $R = 8$, $R = 7$ and $R = 6$; a dual system with $R = 7$ was adopted as the basis of the strengthening design. The results show a structure that is stiff but not strong: the largest interstorey drift reaches only 37.5 % of the allowable limit, whereas 38 of 44 columns, or 86.4 %, have reached a demand-capacity ratio of 1.00. The largest deficiencies occur in shear wall shear (4.73), the strong column-weak beam hierarchy (1.70) and beam-column joint shear (1.47), the latter two being invariant

to R because they are derived from capacity design. A hybrid scheme of grout injection into the shear wall web, three-ply FRP wrapping and reinforced concrete jacketing reduces all ratios to between 0.59 and 0.97.

Keywords: seismic audit; demand-capacity ratio; torsional irregularity; FRP strengthening; concrete jacketing

1. Pendahuluan

Peta sumber dan bahaya gempa Indonesia telah dimutakhirkan pada tahun 2017 dan diadopsi ke dalam SNI 1726:2019, menggantikan SNI 1726:2012. Pemutakhiran tersebut tidak terbatas pada nilai percepatan batuan dasar, melainkan mencakup pula revisi koefisien situs, pengetatan klasifikasi kelas situs, serta perubahan batas penskalaan gaya geser dasar dinamik dari 85 % menjadi 100 % terhadap gaya geser statik ekuivalen (Wicaksana dan Rosyidah, 2021). Konsekuensi kuantitatifnya cukup besar: beban gempa rencana rata-rata meningkat sekitar 13,84 % dibandingkan standar sebelumnya (Triayaska dan Trimurtiningrum, 2024).

Populasi bangunan gedung di Indonesia sebagian besar dirancang pada masa berlakunya standar terdahulu. Selisih tuntutan antara standar rancang awal dan standar yang berlaku saat ini menjadikan evaluasi ulang sebagai kebutuhan teknis sekaligus administratif, khususnya dalam proses perizinan Sertifikat Laik Fungsi dan Persetujuan Bangunan Gedung. Kerangka evaluasinya kini disediakan oleh SNI 9273:2025, adopsi modifikasi ASCE/SEI 41-17, dan SNI 9274:2025, adopsi modifikasi ACI CODE-369.1-22 (Badan Standardisasi Nasional, 2025a; 2025b).

Urgensi persoalan ini ditegaskan oleh bukti lapangan. Rangkaian gempa Turki-Suriah 6 Februari 2023 dengan magnitudo 7,8 dan 7,5 mengakibatkan kerusakan berat dan keruntuhan pada puluhan ribu bangunan, termasuk bangunan bertingkat modern yang semula diyakini tahan gempa (Yön dkk., 2025). Kaji lapangan pascagempa tersebut mengidentifikasi moda kegagalan yang berulang, yaitu kegagalan geser kolom, mutu beton rendah, detailing tidak daktil, serta tidak terpenuhinya hierarki kolom kuat-balok lemah (Işık dkk., 2024). Pada skala

nasional, gempa Mamuju-Majene bermagnitudo 6,2 pada Januari 2021 meruntuhkan sejumlah bangunan bertingkat rendah melalui mekanisme tingkat lunak dengan pola kegagalan yang sejenis. Kesamaan pola tersebut menunjukkan bahwa persoalannya bukan kekhasan satu wilayah, melainkan sifat umum populasi bangunan yang dirancang sebelum pengetatan ketentuan detailing seismik.

Sejumlah penelitian terdahulu telah menelaah persoalan sejenis. Naqiba (2021) mengevaluasi bangunan yang dirancang menurut SNI 1726:2002 menggunakan prosedur berjenjang ASCE 41-17 dan menunjukkan bahwa pemasangan dua lapis CFRP mampu menaikkan kapasitas momen lentur balok hingga 1,46 kali sehingga target kinerja Collapse Prevention terpenuhi. Simanjuntak (2020) meninjau keandalan sejumlah gedung beton bertulang di wilayah Jabodetabek terhadap SNI 1726:2019, sedangkan Sayed (2018) mengevaluasi gedung perkantoran terhadap SNI 03-1726-2012. Untuk konteks kegempaan Sulawesi Utara, Widarto dkk. (2024) menunjukkan bahwa penetapan parameter respons seismik pada wilayah tersebut menuntut verifikasi tersendiri karena tingginya bahaya gempa setempat. Dari sisi metodologi numerik, Sundoro dan Taufik (2021) memperlihatkan bahwa pemodelan komputasi tiga dimensi merupakan prasyarat untuk menangkap perilaku struktur tidak beraturan, sementara Çaktı dkk. (2020) menegaskan sensitivitas respons dinamik terhadap perubahan geometri penampang dan distribusi kekakuan.

Meskipun demikian, sebagian besar kajian terdahulu berhenti pada penilaian tingkat global atau memeriksa beberapa elemen wakil saja, dan jarang menguji keterbatasan metode perkuatan terhadap batas-batas yang ditetapkan kode. Penelitian ini mengisi celah tersebut

melalui tiga hal: evaluasi rasio kebutuhan-kapasitas atas seluruh populasi 319 elemen rangka, pemilahan secara tegas antara defisiensi terkendali kekakuan dan defisiensi terkendali kekuatan, serta pengujian kuantitatif atas batas keberlakuan perkuatan FRP menurut ACI (2017) yang menghasilkan skema perkuatan gabungan, bukan tunggal.

Tujuan penelitian dirumuskan sebagai berikut: (1) mengevaluasi kapasitas komponen struktur utama gedung beton bertulang eksisting terhadap tuntutan beban gempa menurut standar yang berlaku saat ini; (2) mengidentifikasi dan mengkuantifikasi komponen yang mengalami defisiensi kapasitas; dan (3) merancang serta memverifikasi skema perkuatan agar kapasitas komponen defisien memenuhi tuntutan gaya dalam akibat beban gempa.

2. Metode Penelitian

Penelitian dirancang sebagai studi kasus dengan pendekatan kuantitatif-evaluatif terhadap satu bangunan gedung beton bertulang eksisting. Logika penelitian bertumpu pada perbandingan antara kapasitas komponen di lapangan dan tuntutan gaya dalam akibat beban gempa menurut standar yang berlaku saat ini. Selisih keduanya menjadi dasar penetapan komponen defisien sekaligus dasar perumusan skema perkuatan.

2.1 Objek Penelitian

Objek penelitian adalah bangunan perkantoran beton bertulang yang berfungsi sebagai gedung server telekomunikasi. Data umum bangunan disajikan pada Tabel 1. Gedung dirancang pada masa berlakunya SNI 03-1726-2002, sedangkan peta bahaya gempa telah dimutakhirkan pada tahun 2017 dan 2019, sehingga selisih tuntutan antarstandar menjadi salah satu sumber potensi defisiensi yang diuji.

Tabel 1. Data Umum Bangunan Objek Penelitian

Parameter	Keterangan
Fungsi bangunan	Perkantoran (gedung server)

Parameter	Keterangan
Lokasi	Sulawesi Utara
Tahun pembangunan	2011
Jumlah lantai	2 lantai + 1 rooftop
Tinggi total, hn	12,30 m
Material struktur	Beton bertulang
Kolom	K1 550 × 550 mm; K2 300 × 300 mm
Balok	B1 900 × 450 mm; B2 500 × 300 mm
Pelat	Tebal 120 mm dan 150 mm
Dinding geser	Tebal 250 mm; lw 4.980 mm

Sumber: Gambar terbangun dan hasil audit struktur, diolah penulis

2.2 Data dan Penetapan Properti Material

Data primer diperoleh dari audit struktur pada September 2024, meliputi penyelidikan tanah berupa sondir menurut SNI 2827:2008 dan uji penetrasi standar menurut SNI 4153:2008, serta pengujian elemen struktur berupa palu beton, ultrasonic pulse velocity (UPV), pemindaian tulangan, uji karbonasi, dan pengambilan beton inti menurut SNI 2492:2018. Data sekunder berupa dokumen perencanaan, gambar terbangun, dan dokumen pengendalian mutu pelaksanaan.

Estimasi kuat tekan tidak diambil dari satu metode tunggal. Angka pantul palu beton hanya merepresentasikan kekerasan lapisan permukaan, sedangkan cepat rambat ultrasonik merepresentasikan kondisi bagian dalam elemen; keduanya dikalibrasi terhadap kuat tekan beton inti melalui analisis regresi. Kebutuhan kalibrasi semacam ini sejalan dengan temuan Park (2020) bahwa keluaran uji tak merusak baru dapat diandalkan sebagai masukan model setelah ditera terhadap pengujian merusak pada struktur yang sama. Homogenitas beton diklasifikasikan menurut koefisien variasi mengacu ACI (2011). Sesuai prinsip SNI 9274:2025, properti material yang dimasukkan ke

dalam model adalah properti aktual kondisi terpasang, bukan mutu rencana pada gambar.

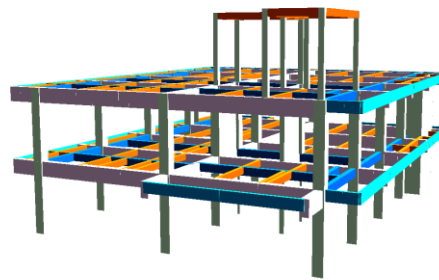
2.3 Pemodelan dan Analisis Struktur

Struktur dimodelkan sebagai rangka ruang tiga dimensi menggunakan perangkat lunak SANSIRO V.5.20 berlisensi (Madutujuh, 2017), sebagaimana disajikan pada Gambar 1. Kolom dan balok dimodelkan sebagai elemen rangka dengan enam derajat kebebasan pada setiap ujung, sedangkan pelat dan dinding geser dimodelkan sebagai elemen cangkang QUAD4. Model memuat 319 elemen rangka, yaitu 44 kolom dan 275 balok, dengan 101 kelompok penampang.

Prosedur analisis yang digunakan adalah analisis dinamik ragam spektrum respons dengan enam ragam getar, rasio redaman 5 %, dan kombinasi ragam metode complete quadratic combination (CQC). Diafragma lantai diasumsikan kaku sehingga 525 derajat kebebasan direduksi menjadi 9 derajat kebebasan dinamik melalui kondensasi statik. Bangunan tergolong kategori risiko II dengan faktor keutamaan gempa $I_e = 1,0$. Terdapat 34 kombinasi pembebanan yang mencakup kombinasi terfaktor dan kombinasi layan menurut SNI 1727:2020, termasuk pembebanan ortogonal 100 % + 30 % pada kedua arah.

Penetapan sistem penahan beban lateral memerlukan pemeriksaan tersendiri karena bangunan memuat dinding geser sekaligus rangka pemikul momen. Menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1, suatu struktur baru dapat digolongkan sebagai sistem ganda apabila rangka pemikul momennya sanggup memikul sekurang-kurangnya 25 % gaya gempa desain secara mandiri; apabila kriteria tersebut tidak terpenuhi, struktur digolongkan sebagai sistem rangka bangunan dengan dinding geser beton bertulang khusus. Ketiga kemungkinan klasifikasi menghasilkan pasangan parameter yang berlainan, yaitu $R = 8$, $\Omega_0 = 3,0$, dan $C_d = 5,5$ untuk rangka pemikul momen khusus; $R = 7$, $\Omega_0 = 2,5$, dan $C_d = 5,5$ untuk sistem ganda; serta $R = 6$, $\Omega_0 = 2,5$, dan $C_d = 5,0$ untuk sistem rangka

bangunan dengan dinding geser. Karena pemilihan R menentukan besar tuntutan gaya gempa dan karenanya seluruh rasio kebutuhan-kapasitas, analisis dijalankan mula-mula dengan $R = 8$, kemudian klasifikasinya diverifikasi dan hasilnya diuji sensitivitasnya terhadap dua nilai R lainnya. Prosedur pengujian beserta nilai yang ditetapkan sebagai dasar perancangan perkuatan diuraikan pada Subbab 3.3.



Gambar 1. Model Tiga Dimensi Struktur Gedung

2.4 Kriteria Penerimaan

Komponen struktur dinyatakan memenuhi syarat apabila memenuhi seluruh kriteria berikut. Kriteria pertama adalah kecukupan kekuatan penampang yang dinyatakan melalui rasio kebutuhan-kapasitas.

$$DCR = Q_u / (\phi Q_n) \leq 1,00 \quad (1)$$

DCR = rasio kebutuhan-kapasitas, tanpa satuan

Q_u = gaya dalam terfaktor yang bekerja, kN atau kN·m

Q_n = kuat nominal penampang, kN atau kN·m

ϕ = faktor reduksi kekuatan menurut SNI 2847:2019, tanpa satuan

Seluruh rasio yang dilaporkan pada Tabel 5 dan Tabel 6 dihitung terhadap kuat nominal Q_n , bukan terhadap ϕQ_n , agar besaran defisiensi fisik terbaca langsung dan dapat ditelusuri kembali terhadap rumus kode. Konvensi ini dinyatakan secara terbuka karena berimplikasi pada margin keamanan: penerapan ϕ menurut SNI 2847:2019 Pasal 21.2 menaikkan setiap rasio sebesar $1/\phi$, sehingga

verifikasi akhir pada tahap perancangan detail harus dilakukan terhadap ϕQ_n dengan penyesuaian jumlah lapis FRP atau tebal selubung sebagaimana diperlukan.

Kriteria kedua adalah terpenuhinya hierarki kolom kuat-balok lemah pada setiap sambungan, sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.7.3.2.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb} \quad (2)$$

ΣM_{nc} = jumlah momen nominal kolom di atas dan di bawah joint, kN·m

ΣM_{nb} = jumlah momen nominal balok yang merangka pada joint, kN·m

1,2 = faktor pembesaran menurut SNI 2847:2019, tanpa satuan

Kriteria ketiga adalah pembatasan simpangan antar tingkat menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6, dengan faktor redundansi ρ diterapkan karena struktur tergolong tidak beraturan.

$$\Delta = C_d \delta_e / I_e \leq \Delta_a / \rho \quad (3)$$

Δ = simpangan antar tingkat yang diperbesar, mm

δ_e = simpangan antar tingkat hasil analisis elastik, mm

C_d = faktor pembesaran defleksi; $C_d = 5,5$, tanpa satuan

I_e = faktor keutamaan gempa; $I_e = 1,0$, tanpa satuan

Δ_a = batas simpangan ijin; $\Delta_a = 0,020 h_{sx}$, mm

h_{sx} = tinggi tingkat yang ditinjau; $h_{sx} = 4.500$ mm

ρ = faktor redundansi; $\rho = 1,3$, tanpa satuan

Kriteria keempat adalah kecukupan kuat geser inti sambungan balok-kolom menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4.3. Gaya geser rencana pada inti sambungan tidak diambil dari keluaran analisis, melainkan diturunkan dari kuat momen probabel balok yang merangka pada sambungan, sesuai prinsip desain kapasitas.

$$V_{n,j} = \gamma \lambda \sqrt{f'_c} A_j \quad (4)$$

$V_{n,j}$ = kuat geser nominal inti sambungan, N

γ = koefisien kekangan sambungan; $\gamma = 1,0$ untuk sambungan yang tidak terkekang balok pada keempat sisinya, tanpa satuan

λ = faktor beton berat normal; $\lambda = 1,0$, tanpa satuan

f'_c = kuat tekan beton pada zona mutu tempat sambungan berada, MPa

A_j = luas efektif penampang inti sambungan; $A_j = 302.500 \text{ mm}^2$ untuk kolom $550 \times 550 \text{ mm}$, mm^2

2.5 Perumusan dan Verifikasi Skema Perkuatan

Perancangan perkuatan dilakukan melalui perhitungan terpisah karena perangkat lunak analisis tidak menyediakan modul perancangan perkuatan. Perkuatan berbasis fiber reinforced polymer (FRP) mengacu ACI (2017), dengan properti serat direduksi terlebih dahulu oleh faktor reduksi lingkungan $CE = 0,95$. Kontribusi FRP terhadap kapasitas geser dihitung analog dengan kontribusi sengkang baja.

$$V_f = A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv} / s_f \quad (5)$$

V_f = kontribusi FRP terhadap kapasitas geser, N

A_{fv} = luas FRP geser pada spasi s_f ; $A_{fv} = 2 n t_f w_f$, mm^2

f_{fe} = tegangan efektif FRP; $f_{fe} = E_f \epsilon_{fe}$, MPa

E_f = modulus elastisitas tarik FRP; $E_f = 230.000$ MPa

ϵ_{fe} = regangan efektif FRP; $\epsilon_{fe} = 0,004$ untuk pembungkusan penuh, mm/mm

α = sudut kemiringan serat terhadap sumbu elemen; $\alpha = 90^\circ$

d_{fv} = tinggi efektif FRP geser, mm

s_f = spasi antar strip FRP as ke as, mm

n = jumlah lapis FRP, tanpa satuan

t_f = tebal nominal satu lapis FRP; $t_f = 0,167$ mm

w_f = lebar strip FRP; $w_f = 100$ mm

Perkuatan berbasis selubung beton bertulang mengacu ACI (2019) Bab 22.9,

dengan mutu beton penampang komposit dihitung secara berbobot luas.

$$f'_{c,ek} = (f'_{c,l} Ag,l + f'_{c,b} Ag,b) / Ag,t(6)$$

$f'_{c,ek}$ = mutu beton ekuivalen

penampang komposit, MPa

$f'_{c,l}$ = kuat tekan beton eksisting, MPa

$f'_{c,b}$ = kuat tekan beton selubung baru, MPa

Ag,l = luas bruto penampang eksisting, mm²

Ag,b = luas bruto lapisan selubung baru, mm²

Ag,t = luas bruto penampang total setelah diselubungi, mm²

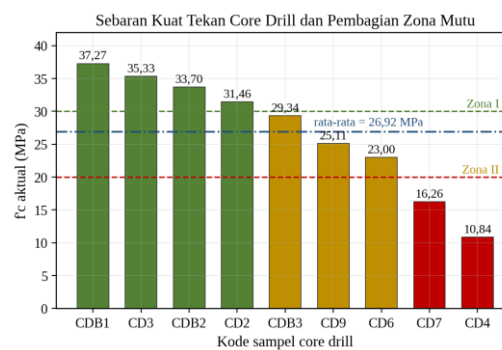
Verifikasi dilakukan pada tingkat komponen, yaitu dengan memastikan kapasitas gabungan penampang eksisting dan perkuatan tidak lebih kecil daripada gaya dalam yang harus dipikul.

3. Hasil dan Pembahasan

3.1 Properti Material Eksisting

Pengujian beton inti pada sembilan titik menghasilkan kuat tekan rata-rata 26,92 MPa dengan simpangan baku 8,95 MPa dan koefisien variasi 33,3 %. Nilai koefisien variasi tersebut menempatkan populasi beton pada kategori kurang, jauh melampaui batas 20 %. Apabila kuat tekan karakteristik dihitung sebagai kuantil 5 %, diperoleh nilai hanya 12,20 MPa, jauh di bawah mutu rencana.

Sebaran data pada Gambar 2 memperlihatkan bahwa populasi tidak bersifat kontinu melainkan mengelompok. Pola bimodal semacam ini merupakan penanda cacat pelaksanaan setempat, bukan penurunan mutu menyeluruh akibat penuaan. Oleh karena itu populasi dibagi menjadi tiga zona mutu sebagaimana Tabel 2, sejalan dengan prinsip SNI 9273:2025 yang mengizinkan penetapan properti material berbasis kelompok elemen dengan karakteristik serupa.



Gambar 2. Sebaran Kuat Tekan Beton Inti dan Pembagian Zona Mutu

Tabel 2. Pembagian Zona Mutu Beton dan Model Korelasi Uji Tak Merusak

Zona / Model	Rentang $f'c$ (MPa) / persamaan regresi	Jumlah sampel	Rata-rata / R^2
Zona I	> 30	4 core	34,44 MPa
Zona II	20 – 30	3 core	25,82 MPa
Zona III	< 20	2 core	13,55 MPa
Palu beton	$f'c = 1,0198R - 12,101$	9	$R^2 = 0,9602$
UPV	$f'c = 0,0228V - 50,72$	9	$R^2 = 0,8643$
SonReb	$f'c = -20,300 + 0,8517R + 0,004301V$	9	$R^2 = 0,9648$

Sumber: Hasil pengujian dan analisis regresi penulis

Model regresi palu beton memberikan koefisien determinasi 0,9602 dengan kesalahan baku estimasi 1,91 MPa. Model gabungan SonReb memang menghasilkan koefisien determinasi tertinggi, namun peningkatannya hanya 0,0046 atau kurang dari setengah persen. Dengan jumlah sampel terbatas, penambahan satu variabel bebas tidak dapat dibenarkan secara statistik, sehingga model palu beton dipilih sebagai model kerja untuk mengestimasi mutu pada elemen yang tidak dibor. Uji karbonasi menunjukkan kedalaman karbonasi belum mencapai posisi tulangan, sehingga luas tulangan efektif pada model tidak perlu direduksi.

Pengelompokan tersebut memperoleh penjelasan fisik ketika lokasi pengeboran ditelusuri. Beton inti yang diambil langsung dari badan dinding geser hanya menghasilkan kuat tekan 10 MPa dan menempatkan dinding pada Zona III. Pemeriksaan pada lubang bor memperlihatkan rongga dan sarang kerikil yang khas bagi pemadatan tidak sempurna pada saat pengecoran awal, bukan degradasi akibat penuaan. Tiga bukti lain menguatkan penafsiran tersebut. Uji karbonasi menunjukkan kedalaman karbonasi belum mencapai tulangan sehingga penuaan dapat disingkirkan sebagai penyebab. Menurut model korelasi UPV pada Tabel 2, kuat tekan 10 MPa bersesuaian dengan cepat rambat sekitar 2.663 m/s, jauh di bawah sekitar 3.735 m/s pada elemen Zona I dan berada pada kategori buruk menurut klasifikasi mutu berbasis UPV yang lazim dipakai. Sebaran pada Gambar 2 pun bersifat bimodal, bukan menyebar kontinu sebagaimana lazimnya penurunan mutu menyeluruh. Cacat pelaksanaan setempat berupa keropos pada badan dinding geser karenanya ditetapkan sebagai temuan audit, dan konsekuensinya terhadap kapasitas maupun terhadap strategi perkuatan diuraikan pada Subbab 3.6 dan 3.7.

3.2 Perilaku Global Struktur

Hasil kontrol perilaku struktur diringkaskan pada Tabel 3. Periode fundamental hasil analisis sebesar 0,4864 detik berada di antara periode pendekatan $T_a = 0,446$ detik dan batas atasnya $C_u \cdot T_a = 0,624$ detik, sehingga periode hasil analisis dinamik dinyatakan sah dan kekakuan model terbukti merepresentasikan bangunan nyata secara wajar.

Tabel 3. Rekapitulasi Kontrol Perilaku Struktur

Parameter	Hasil	Batas / Status
Berat seismik, W	15.750,40 kN	—
Periode fundamental, T1	0,4864 detik	$T_a - C_u \cdot T_a$

Parameter	Hasil	Batas / Status
Ragam torsi, T3	0,4214 detik	Ragam ke-3
Simpangan antar tingkat maks.	2,270 cm	6,923 cm (OK)
Rasio simpangan maks.	0,504 %	32,8 % batas
Koefisien P-Delta maks., θ	0,078	0,0909 (OK)
Geser dasar dinamik, Vd	1.465,10 kN	CQC arah Z
Geser dasar statik, Vs	1.476,14 kN	$V_d/V_s = 0,993$
Koefisien respons, Cs	0,0937	SDS = 0,750 g
Kategori desain seismik	KDS D	SDS $\geq 0,50$ g

Sumber: Keluaran analisis, dikonversi ke satuan SI oleh penulis

Tiga ragam pertama memiliki perioda yang sangat berdekatan dengan rasio $T_1/T_2 = 1,084$ dan $T_2/T_3 = 1,064$, keduanya di bawah ambang 1,15. Kondisi ini menjadikan penggunaan metode akar jumlah kuadrat tidak sah karena mengabaikan suku korelasi silang antarragam, sehingga penggunaan metode CQC bukan sekadar pilihan melainkan keharusan. Secara kuantitatif, gaya geser dasar arah Z hasil SRSS sebesar 1.455,30 kN lebih rendah daripada hasil CQC sebesar 1.465,10 kN, sehingga SRSS bersifat tidak konservatif.

Rasio gaya geser dasar dinamik terhadap statik ekuivalen sebesar 0,9966 pada arah X dan 0,9926 pada arah Z memenuhi kriteria SNI 1726:2012 namun tidak memenuhi kriteria SNI 1726:2019 yang mensyaratkan rasio sekurang-kurangnya 1,00. Faktor skala yang diperlukan sebesar 1,0034 dan 1,0075 tergolong sangat kecil dan tidak mengubah kesimpulan mengenai defisiensi, namun penerapannya tetap wajib agar analisis sepenuhnya sesuai standar yang berlaku.

Temuan paling menentukan pada tahap ini adalah bahwa simpangan antar tingkat terbesar hanya mencapai 32,8 % batas efektif pada $R = 8$, atau 37,5 % setelah

disesuaikan dengan $R = 7$ sebagaimana diuraikan pada Subbab 3.3, sedangkan koefisien stabilitas P-Delta maksimum sebesar 0,078 yang bersifat invarian terhadap R masih di bawah batas 0,0909. Struktur karenanya tidak mengalami masalah kekakuan pada nilai R mana pun. Sebagaimana ditunjukkan pada subbab-subbab berikutnya, struktur justru mengalami masalah kekuatan. Klasifikasi defisiensi sebagai strength-controlled ini berimplikasi langsung pada arah perkuatan: penambahan kapasitas penampang menjadi keharusan, sedangkan penambahan kekakuan lateral justru akan memperbesar gaya gempa yang tertarik ke struktur dan memperburuk defisiensi yang telah ada.

3.3 Verifikasi Klasifikasi Sistem Struktur dan Sensitivitas Faktor R

Klasifikasi sistem penahan beban lateral diperiksa lebih dahulu karena menentukan seluruh hasil berikutnya. Bangunan hanya memiliki satu dinding geser sepanjang 4.980 mm yang terpasang pada satu arah saja. Pada arah tegak lurus bidang dinding, sumbu dinding terhadap kekakuan lateral dapat diabaikan sehingga rangka pemikul momen memikul hampir seluruh gaya gempa desain dan kriteria 25 % pada SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1 terpenuhi dengan sendirinya. Pada arah sejajar bidang dinding, dinding memikul porsi yang dominan sehingga struktur berperilaku sebagai sistem ganda selama rangka masih memikul sekurang-kurangnya 25 % gaya gempa desain. Konfigurasi yang tidak berimbang antarah ini yang sekaligus menjadi sumber ketidakberaturan torsi yang dibahas pada Subbab 3.4.

SNI 1726:2019 Pasal 7.2.2 memperbolehkan sistem struktur yang berlainan ditetapkan pada masing-masing arah ortogonal. Penelitian ini tidak menempuh cara tersebut, melainkan menerapkan satu nilai R yang berlaku pada kedua arah agar skema perkuatan yang dihasilkan bersifat tunggal dan dapat dilaksanakan sebagai satu paket pekerjaan. Nilai yang ditetapkan adalah sistem ganda dengan $R = 7$, $\Omega_0 = 2,5$, dan

$C_d = 5,5$. Dasar penetapannya ada dua. Pertama, nilai tersebut lebih konservatif daripada $R = 8$ pada kedua arah sehingga tidak meremehkan tuntutan gaya gempa. Kedua, dan yang lebih menentukan, $R = 8$ mensyaratkan struktur berperilaku sebagai rangka pemikul momen khusus, padahal Subbab 3.6 menunjukkan bangunan ini tidak memenuhi hierarki kolom kuat-balok lemah maupun kuat geser inti sambungan yang justru merupakan dua syarat pokok sistem tersebut. Menetapkan $R = 8$ pada struktur eksisting yang gagal memenuhi kedua syarat itu berarti mengklaim tingkat daktilitas yang tidak dapat dibuktikan, dan inilah kelemahan mendasar pada penggunaan $R = 8$ tanpa verifikasi.

Batas keberlakuan penetapan tersebut perlu dinyatakan. Apabila pemisahan gaya geser dasar antarelemen pada arah sejajar dinding menunjukkan rangka pemikul kurang dari 25 % gaya gempa desain, klasifikasi yang berlaku berubah menjadi sistem rangka bangunan dengan dinding geser beton bertulang khusus dengan $R = 6$, $\Omega_0 = 2,5$, dan $C_d = 5,0$. Seluruh besaran untuk kemungkinan tersebut disajikan pada Tabel 4 sehingga hasil penelitian tetap dapat ditelusuri tanpa perlu mengulang analisis dari awal.

Konsekuensi kuantitatif pemilihan R diringkaskan pada Tabel 4. Karena perioda fundamental berada pada plateau spektrum respons desain, koefisien respons seismik dihitung langsung sebagai $C_s = SDS I_e/R$ sehingga gaya geser dasar berbanding terbalik dengan R secara eksak. Simpangan antar tingkat berskala menurut rasio C_d/R , sedangkan koefisien stabilitas P-Delta bersifat invarian terhadap R karena simpangan dan gaya geser tingkat berskala dengan faktor yang sama dan saling meniadakan pada perumusan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7.

Tabel 4. Pengaruh Pemilihan Faktor R terhadap Tuntutan dan Kontrol Perilaku

Parameter	SRPMK $R = 8$	Sistem ganda R $= 7$	Rangka + DG R $= 6$
Koefisien respons, C_s	0,0938	0,1071	0,1250

Parameter	SRPMK R = 8	Sistem ganda R = 7	Rangka + DG R = 6
Geser dasar statik, V_s (kN)	1.476,14	1.687,54	1.968,80
Pembesaran defleksi, Cd	5,5	5,5	5,0
Simpangan maks. (cm)	2,270	2,594	2,752
Rasio terhadap batas ijin	32,8 %	37,5 %	39,8 %
Koefisien P-Delta, θ	0,078	0,078	0,078
Batas $\theta = 0,5/Cd$	0,0909	0,0909	0,1000
Amplifikasi tuntutan seismik	1,000	1,143	1,333

Sumber: Hasil perhitungan penulis

Tabel 4 menunjukkan bahwa kesimpulan kualitatif penelitian ini kokoh terhadap pemilihan R. Pada ketiga nilai R, simpangan antar tingkat tetap jauh di bawah batas ijin dan koefisien stabilitas P-Delta tetap memenuhi syarat, sehingga penggolongan defisiensi sebagai terkendali kekuatan tidak berubah. Yang berubah adalah besaran defisiensinya, dan perubahan itu pun tidak berlaku seragam pada seluruh komponen. Tuntutan yang diturunkan langsung dari keluaran analisis, yaitu geser dinding geser, geser kolom, dan gaya dalam kolom, berskala penuh dengan faktor amplifikasi pada baris terakhir Tabel 4. Sebaliknya, tuntutan yang diturunkan dari desain kapasitas, yaitu hierarki kolom kuat-balok lemah pada Persamaan (2) dan geser inti sambungan pada Persamaan (4) yang keduanya dihitung dari kuat momen probabel balok, bersifat invarian terhadap R. Defisiensi terparah kedua dan ketiga pada bangunan ini karenanya tidak terpengaruh sama sekali oleh isu klasifikasi sistem, sedangkan defisiensi dinding geser naik dari 2,67 menjadi 3,05 dan defisiensi geser kolom dari 1,22 menjadi 1,39. Seluruh perancangan perkuatan pada Subbab 3.7 dilakukan terhadap tuntutan yang telah disesuaikan dengan R = 7.

3.4 Ketidakberaturan Struktur

Pengecekan ketidakberaturan horizontal menghasilkan rasio simpangan maksimum terhadap rata-rata sebesar 1,305 pada kedua tingkat arah X dan 1,366 sampai 1,419 pada arah Z. Nilai 1,419 pada Lantai 1 arah Z melampaui ambang 1,4 sehingga struktur digolongkan mengalami ketidakberaturan torsi berlebihan Tipe 1b. Faktor pembesaran torsi tak terduga terbesar sebesar 1,398 masih di bawah batas 3,0, namun berarti gaya gempa rencana arah Z pada Lantai 1 perlu diperbesar sekitar 39,8 %.

Ketidakberaturan kekakuan tidak ditemukan; rasio kekakuan antartingkat sebesar 1,027 menunjukkan kekakuan praktis seragam dan jauh dari ambang tingkat lunak. Temuan ini penting karena berarti potensi mekanisme soft-story pada bangunan ini tidak dipicu oleh konfigurasi kekakuan, melainkan semata-mata oleh defisiensi kapasitas kolom.

Penjelasan mekanistik atas torsi ekstrem diperoleh dari karakter ragam getar. Ragam ketiga bersifat rotasi murni dengan perioda 0,4214 detik, hanya 13,4 % lebih pendek daripada perioda translasi pertama. Pada struktur beraturan, perioda torsi umumnya jauh lebih pendek daripada perioda translasi. Kedekatan keduanya menandakan kekakuan torsi yang rendah relatif terhadap kekakuan lateral, yang bersumber pada penempatan dinding geser yang tidak berimbang antararah. Konsistensi temuan ini memastikan bahwa ketidakberaturan torsi merupakan sifat struktur, bukan artefak numerik.

3.5 Evaluasi Kapasitas Elemen

Evaluasi dilakukan atas seluruh 319 elemen rangka dengan mengambil nilai rasio kebutuhan-kapasitas terbesar di antara seluruh kombinasi pembebanan pada setiap elemen. Tidak satu pun dari 275 elemen balok memiliki rasio melampaui 1,00, sehingga secara formal seluruh balok memenuhi syarat kekuatan. Distribusinya tetap perlu dicermati: sebanyak 63 elemen atau 22,9 % berada pada rentang kritis 0,95 sampai 1,00, dengan konsentrasi tertinggi pada lantai 1

sebesar 32,6 %, sedangkan lantai 3 sama sekali tidak memiliki elemen kritis.

Indikator yang lebih menentukan justru berada pada kebutuhan tulangan geser. Dari populasi balok, 48 elemen menuntut spasi sengkang kurang dari 100 mm, 26 elemen kurang dari 75 mm, dan delapan elemen kurang dari 50 mm dengan nilai terkecil 26,1 mm. Spasi sekecil itu tidak dapat dilaksanakan karena tidak menyisakan ruang bagi agregat kasar. Dengan demikian pernyataan bahwa seluruh balok aman hanya berlaku pada tataran kapasitas nominal, tidak pada tataran keterlaksanaan detailing.

Pada kolom, 38 dari 44 elemen atau 86,4 % mencapai rasio 1,00, yang berarti kapasitas penampangnya telah tercapai atau terlampaui pada sekurang-kurangnya satu kombinasi pembebanan. Sebarannya hampir merata pada dua tingkat bawah, yaitu 17 dari 18 kolom pada masing-masing tingkat, dan 4 dari 8 kolom pada tingkat teratas. Pola merata ini bermakna bahwa defisiensi kolom bukan semata akibat akumulasi gaya gravitasi ke bawah, melainkan akibat lentur biaksial yang dibangkitkan torsi bidang datar. Simpulan tersebut diperkuat oleh hampir setaranya momen desain pada kedua sumbu, yaitu 588,42 kN·m dan 598,46 kN·m, serta oleh tersebarannya kombinasi penentu tanpa satu kombinasi pun yang mendominasi.

3.6 Defisiensi Komponen Struktur Utama

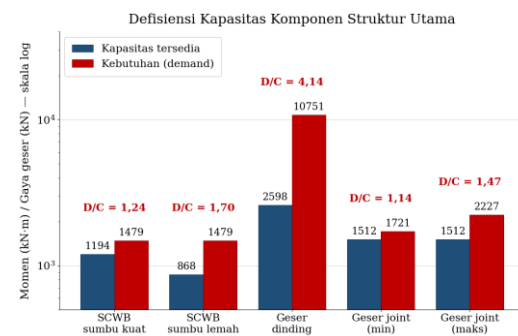
Rekapitulasi defisiensi disajikan pada Tabel 5 dan divisualisasikan pada Gambar 3. Hierarki keparahannya terbaca jelas: dinding geser paling parah, disusul sambungan balok-kolom, kemudian hierarki kolom kuat-balok lemah.

Tabel 5. Rekapitulasi Defisiensi Kapasitas Komponen Struktur Utama

Komponen / tinjauan	Kapasitas	Kebutuhan	Rasio D/C
SCWB sumbu kuat (kN·m)	1.193,80	1.478,87	1,24
SCWB sumbu	868,40	1.478,87	1,70

Komponen / tinjauan	Kapasitas	Kebutuhan	Rasio D/C
lemah (kN·m)			
Geser dinding geser (kN)	2.598,44	10.750,85	4,14
Geser joint arah min (kN)	1.511,58	1.720,76	1,14
Geser joint arah maks (kN)	1.511,58	2.226,58	1,47
Geser kolom 550 × 550 mm (kN)	406,71	495,66	1,22

Sumber: Hasil pengolahan penulis; rasio dihitung dengan $R = 8$, lihat Tabel 4 untuk faktor amplifikasi pada $R = 7$



Gambar 3. Defisiensi Kapasitas Komponen Struktur Utama

Kapasitas geser dinding geser perlu ditelusuri asal-usulnya karena keluaran analisis dan kondisi terpasang tidak sama. Model struktur memakai $f'_c = 24$ MPa untuk dinding sehingga menghasilkan $0,66\sqrt{f'_c} \cdot A_{cv} = 4.025,09$ kN dengan $A_{cv} = 1.245.000$ mm², praktis identik dengan nilai keluaran 4.025,49 kN. Terverifikasi bahwa besaran tersebut bukan kapasitas yang ditentukan oleh jumlah tulangan, melainkan batas atas yang ditetapkan kode untuk mencegah kehancuran badan beton akibat tegangan geser diagonal. Namun beton inti yang dibor langsung pada badan dinding hanya menghasilkan 10 MPa sebagaimana dilaporkan pada Subbab 3.1. Sesuai prinsip SNI 9274:2025 yang mengharuskan pemakaian properti

aktual kondisi terpasang, kapasitas dinding dihitung ulang menjadi $0,66 \times \sqrt{10} \times 1.245.000 = 2.598,44$ kN. Rasio kebutuhan-kapasitas dinding geser dengan demikian bukan 2,67 melainkan 4,14 pada $R = 8$, atau 4,73 pada $R = 7$, dan menjadi defisiensi terparah pada bangunan ini dengan selisih yang jauh terhadap komponen lainnya.

Tiga asumsi yang mendasari angka tersebut perlu dinyatakan secara eksplisit. Pertama, luas bidang geser A_{cv} diambil sebagai hasil kali tebal badan 250 mm dengan panjang dinding $l_w = 4.980$ mm, yaitu penampang bruto badan tanpa memperhitungkan komponen batas. Kedua, dengan tinggi $h_w = 12,30$ m diperoleh rasio $h_w/l_w = 2,47$ sehingga dinding tergolong langsing dan koefisien α pada SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1 bernilai 0,17; kuat geser yang dihitung dari kontribusi beton dan tulangan badan pada pasal tersebut melampaui batas atas Pasal 18.10.4.4, sehingga yang menentukan adalah batas atas $0,66\sqrt{f'_c}A_{cv}$ dan bukan jumlah tulangan terpasang. Ketiga, mutu yang dipakai adalah $f'_c = 10$ MPa hasil pengeboran langsung pada elemen, bukan 24 MPa yang dipakai model maupun mutu rencana pada gambar.

Konsekuensinya berlapis. Pertama, penambahan tulangan geser maupun perkuatan tarik apa pun tidak akan menyelesaikan masalah selama dimensi dan mutu beton tidak berubah, karena yang menentukan adalah batas kehancuran badan. Kedua, keropos berarti badan dinding tidak sanggup membentuk strat tekan diagonal secara menerus, sehingga angka 2.598,44 kN sekalipun masih bersifat optimistis selama rongga belum diisi; angka tersebut mengandaikan beton menerus dengan mutu 10 MPa, bukan beton berongga. Ketiga, karena model memakai 24 MPa sedangkan kondisi terpasang 10 MPa, modulus elastisitas dinding pada model terlalu tinggi: $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ menghasilkan 23.025 MPa pada model dibandingkan 14.863 MPa pada kondisi sebenarnya, atau 35 % lebih kaku. Dinding yang sebenarnya lebih lentur menarik gaya lateral lebih

kecil dan melimpahkan sisanya kepada rangka. Memasangkan tuntutan hasil model yang berlebih dengan kapasitas terukur yang rendah menghasilkan pasangan yang konservatif sehingga aman dipakai sebagai dasar perancangan, dan sekaligus memperkuat penetapan sistem ganda pada Subbab 3.3 karena porsi gaya yang dipikul rangka pada kondisi sebenarnya lebih besar daripada yang ditunjukkan model. Analisis ulang dengan E_c berbasis 10 MPa tetap diperlukan untuk memperoleh besaran yang presisi.

Pada sambungan balok-kolom, gaya geser inti yang diturunkan dari kapasitas momen probabel balok berkisar 1.720,76 sampai 2.226,58 kN, melampaui kapasitas geser nominalnya sebesar 1.511,58 kN. Kegagalan geser inti sambungan merupakan moda yang paling tidak diinginkan dalam filosofi desain kapasitas karena bersifat getas dan menghilangkan kemampuan struktur menyalurkan momen antara balok dan kolom. Apabila inti sambungan gagal terlebih dahulu, sendi plastis di ujung balok tidak akan pernah terbentuk dan seluruh mekanisme disipasi energi yang diandalkan sistem rangka pemikul momen khusus menjadi tidak terwujud. Karena itu perkuatan sambungan menempati prioritas tertinggi.

Perhitungan kapasitas sambungan juga bersandar pada asumsi yang perlu dinyatakan. Kuat geser nominal dihitung dengan Persamaan (4) memakai $\gamma = 1,0$, yaitu nilai bagi sambungan yang tidak terkekang balok pada keempat sisinya. Nilai tersebut dipilih karena sambungan yang ditinjau berada pada rangka tepi sehingga hanya terkekang pada dua atau tiga sisi. Dengan $A_j = 302.500$ mm² untuk kolom 550×550 mm diperoleh kapasitas 1.511,58 kN. Apabila sambungan interior yang terkekang penuh ditinjau, $\gamma = 1,7$ berlaku sehingga kapasitasnya menjadi sekitar 1,7 kali lipat dan defisiensi tidak terjadi. Defisiensi sambungan pada bangunan ini karenanya bersifat setempat pada kelompok sambungan rangka tepi, bukan menyeluruh, dan perkuatan sambungan cukup diterapkan pada kelompok tersebut. Pembatasan ini

penting karena menekan volume pekerjaan tanpa mengurangi keamanan.

Terkait hierarki kolom kuat-balok lemah, rasio pemenuhan hanya mencapai 0,807 pada sumbu kuat dan 0,587 pada sumbu lemah. Kapasitas momen kolom perlu ditingkatkan sekurang-kurangnya 23,9 % dan 70,3 % agar hierarki terpenuhi.

3.7 Skema Perkuatan dan Verifikasi Kapasitas

Pembungkusan FRP penuh tiga lapis pada kolom 550×550 mm menaikkan kapasitas geser dari 406,71 kN menjadi 831,01 kN. Terhadap tuntutan geser 566,54 kN yang telah disesuaikan dengan $R = 7$, rasio kebutuhan-kapasitas turun menjadi 0,68. Satu lapis sebenarnya telah mencukupi kebutuhan geser, namun tiga lapis ditetapkan karena persyaratan pengekanan menurut ACI (2017) Pasal 12.1.1 menuntut rasio tekanan kekangan terhadap mutu beton sekurang-kurangnya 0,08. Konfigurasi dua lapis hanya mencapai 0,0570 dan karenanya tidak memenuhi syarat, sedangkan tiga lapis mencapai 0,0854 dengan kenaikan kuat tekan beton terkekang 11,7 %.

Batas keberlakuan FRP terlihat jelas pada dua persoalan. Pertama, untuk perkuatan lentur kolom, hubungan antara tambahan kapasitas momen dan jumlah lapis tidak linier melainkan melengkung tajam karena regangan batas debonding berbanding terbalik terhadap akar jumlah lapis. Kebutuhan 142,53 kN·m pada sumbu kuat masih dapat dipenuhi empat lapis, tetapi kebutuhan 305,23 kN·m pada sumbu lemah menuntut dua belas lapis dengan moda kegagalan debonding yang menentukan, sehingga keandalannya rendah. Kedua, pada dinding geser, kontribusi FRP dibatasi oleh ketentuan bahwa jumlah kontribusi sengkang baja dan FRP tidak boleh melampaui $0,66\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$, sehingga FRP tidak dapat menaikkan batas atas kapasitas geser.

Kedua keterbatasan tersebut mengarahkan pemilihan metode alternatif berupa selubung beton bertulang. Pembesaran penampang kolom dari 550×550 mm menjadi 700×700 mm dengan mutu beton selubung 30 MPa dan

penambahan 12 D19 menaikkan kapasitas momen dari 371,58 kN·m menjadi 777,72 kN·m atau 109,3 %. Kenaikan tersebut bersumber dari dua efek yang bekerja berganda, yaitu penambahan tinggi efektif sebesar 31,6 % dan penambahan luas tulangan tarik sebesar 57,8 %.

Pada dinding geser, keropos pada badan mengubah persoalannya secara mendasar. Persamaan (6) menghitung mutu ekuivalen sebagai rata-rata berbobot luas dan mengandaikan inti lama sanggup memikul porsinya; andaian itu tidak berlaku selama rongga belum diisi. Dua jalur karenanya dibandingkan. Jalur pertama mengabaikan inti lama sepenuhnya sehingga selubung harus memikul seluruh tuntutan 12.286,68 kN sendirian: dibutuhkan 325 mm pada kedua sisi dengan kapasitas $0,66 \times \sqrt{35} \times 650 \times 4.980 = 12.639,23$ kN, rasio 0,97, dan tebal dinding total menjadi 900 mm. Jalur kedua memulihkan inti lebih dahulu melalui injeksi grout menurut ACI 546R, kemudian memperhitungkannya pada mutu terukur 10 MPa: dengan selubung 250 mm pada kedua sisi diperoleh mutu ekuivalen $(10 \times 250 + 35 \times 500)/750 = 26,67$ MPa dan kapasitas $0,66 \times \sqrt{26,67} \times 750 \times 4.980 = 12.729,72$ kN, sehingga rasio turun menjadi 0,97 dengan tebal total 750 mm.

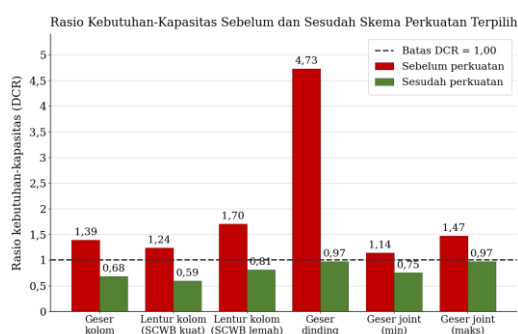
Jalur kedua yang dipilih. Selisihnya 150 mm tebal dinding atau 23 % volume beton selubung, dan pada bangunan yang tetap beroperasi selisih itu berarti berkurangnya luas lantai yang hilang serta berkurangnya beban tambahan pada pondasi. Konsekuensi prosedurnya tegas: injeksi grout naik status dari pekerjaan pendahuluan menjadi syarat sahnya seluruh perhitungan selubung, dan pemenuhannya harus dibuktikan melalui pengujian UPV ulang pada badan dinding sebelum pembesian selubung dipasang. Apabila pembacaan UPV pascainjeksi tidak mencapai mutu yang setara 10 MPa, jalur pertama dengan tebal 900 mm yang berlaku. Perbandingan kedua jalur ini memperlihatkan bahwa pada bangunan dengan cacat pelaksanaan, perbaikan cacat bukan pekerjaan pelengkap

melainkan bagian dari perhitungan struktur itu sendiri.

Tabel 6. Skema Perkuatan Terpilih dan Kapasitas yang Dicapai

Komponen	Metode terpilih	DCR awal	DCR akhir
Geser kolom	FRP wrap penuh 3 lapis	1,39	0,68
SCWB sumbu kuat	Selubung beton 700 × 700 mm	1,24	0,59
SCWB sumbu lemah	Selubung beton 700 × 700 mm	1,70	0,81
Geser dinding geser	Injeksi grout + selubung beton t = 750 mm, f'c 35 MPa	4,73	0,97
Geser joint	FRP wrap penuh 3 lapis	1,47	0,97

Sumber: Hasil perhitungan penulis



Gambar 4. Rasio Kebutuhan-Kapasitas Sebelum dan Sesudah Perkuatan

Seluruh komponen mencapai rasio kebutuhan-kapasitas di bawah satu setelah skema diterapkan, sebagaimana Gambar 4. Skema terpilih bersifat gabungan dan pembagian perannya merupakan hasil analisis kuantitatif, bukan pilihan yang ditetapkan di awal: FRP digunakan pada defisiensi geser dan pengekanan yang merupakan wilayah keunggulannya, sedangkan selubung beton bertulang digunakan pada defisiensi lentur berskala besar dan pada komponen yang telah mencapai batas atas kapasitas geser menurut kode. Pola gabungan semacam ini konsisten dengan praktik yang dilaporkan pada kajian mutakhir, yang memadukan selubung beton

bertulang untuk defisiensi lentur dan aksial dengan pembungkusan FRP untuk defisiensi geser dan pengekanan (Shendkar dkk., 2025; Talahmeh dkk., 2025), serta dengan temuan bahwa perkuatan FRP pada inti sambungan terutama bekerja dengan menaikkan kuat geser dan menunda moda kegagalan getas (Kabashi dkk., 2025).

Urutan pelaksanaan mengikuti hierarki risiko kegagalan getas, dengan satu pekerjaan pendahuluan yang bersifat menentukan. Injeksi grout pada badan dinding geser beserta verifikasi UPV-nya dikerjakan paling awal, karena seluruh perhitungan selubung dinding bersandar pada pemulihan tersebut. Sesudahnya, urutan dimulai dari sambungan balok-kolom, dilanjutkan dinding geser, selubung kolom, dan terakhir pembungkusan FRP pada kolom. Urutan ini bersifat kritis karena gaya geser rencana pada inti sambungan diturunkan dari kapasitas momen probabel balok; apabila balok diperkuat terlebih dahulu, kebutuhan geser pada sambungan justru meningkat.

3.8 Interaksi Elemen dan Perilaku Global Setelah Perkuatan

Perkuatan mengubah kekakuan, massa, dan distribusi gaya, sehingga verifikasi pada tingkat komponen belum lengkap tanpa peninjauan ulang perilaku global. Empat konsekuensi perlu diperiksa. Pertama, pembesaran kolom dari 550 × 550 mm menjadi 700 × 700 mm menaikkan momen inersia bruto penampang sebesar $(700/550)^4$ atau 2,63 kali, sedangkan penebalan dinding geser dari 250 mm menjadi 700 mm menaikkan kekakuan lentur bidangnya 2,80 kali. Kedua besaran hampir setara, sehingga proporsi pembagian gaya lateral antara rangka dan dinding geser tidak berubah secara berarti dan klasifikasi sistem ganda tetap berlaku setelah perkuatan.

Kedua, penambahan kekakuan memperpendek perioda getar. Karena perioda struktur eksisting sebesar 0,4864 detik sudah berada pada plateau spektrum respons desain, pemendekan perioda tidak menaikkan koefisien respons

seismik; C_s tetap sama dengan $SDS I_e/R$. Gaya gempa rencana karenanya tidak bertambah akibat pengerasan struktur. Ketiga, yang justru bertambah adalah berat seismik: selubung beton menambah luas penampang setiap kolom terkuat sebesar 187.500 mm^2 dan menambah tebal dinding sebesar 450 mm, sehingga W dan gaya geser dasar $V = C_s W$ meningkat sebanding dengan tambahan massa tersebut. Peninjauan ulang berat seismik beserta penskalaan ulang gaya geser dasar merupakan langkah wajib pada iterasi berikutnya.

Keempat, karena dinding geser diperkuat sedangkan penempatannya tetap tidak berimbang antarah, eksentrisitas antara pusat kekakuan dan pusat massa berpotensi berubah sehingga ketidakberaturan torsi Tipe 1b perlu diperiksa ulang pada model terkuat. Keempat konsekuensi tersebut menuntut satu putaran analisis ulang atas model yang telah diperkuat sebelum gambar kerja diterbitkan. Peninjauan pada subbab ini bersifat analitik dan belum menggantikan analisis ulang penuh tersebut. Di luar aspek struktural, keterlaksanaan dan biaya pekerjaan pada bangunan yang tetap beroperasi selama perkuatan berlangsung juga perlu diperhitungkan sejak tahap perancangan (Sofyan dkk., 2024).

Dua batasan perlu dinyatakan secara terbuka. Pertama, prosedur analisis bersifat linier sehingga penelitian ini menghasilkan evaluasi kapasitas pada tingkat komponen, bukan penetapan tingkat kinerja global struktur; penetapan tingkat kinerja menuntut prosedur nonlinier sebagaimana dikembangkan dalam kerangka desain berbasis kinerja (FEMA, 2000; Golesorkhi dkk., 2019; Choudhury, 2024). Kehadiran ketidakberaturan torsi ekstrem bersama rasio kebutuhan-kapasitas dinding geser yang melampaui 2,0 menempatkan prosedur linier pada batas keberlakuannya menurut SNI 9273:2025. Kedua, verifikasi perkuatan dilakukan pada tingkat komponen dengan kekakuan model sebelum perkuatan; konsekuensinya terhadap perilaku global

telah diuraikan pada Subbab 3.8 dan menuntut satu putaran analisis ulang sebelum pelaksanaan. Kedua hal tersebut menjadi agenda penelitian lanjutan.

4. Kesimpulan

Evaluasi terhadap gedung perkantoran beton bertulang eksisting ini menunjukkan bahwa kelayakan seismik tidak dapat disimpulkan dari batasan simpangan semata. Sistem penahan beban lateralnya diverifikasi sebagai sistem ganda sehingga $R = 7$ yang berlaku, dan pengujian sensitivitas pada $R = 8$, $R = 7$, serta $R = 6$ memperlihatkan bahwa penggolongan defisiensi tidak berubah oleh pemilihan tersebut. Struktur terbukti kaku namun tidak kuat: simpangan antar tingkat terbesar hanya mencapai 37,5 % batas ijin dan koefisien stabilitas P -Delta maksimum 0,078 masih di bawah batas 0,0909, sementara 38 dari 44 kolom atau 86,4 % telah mencapai rasio kebutuhan-kapasitas 1,00. Defisiensi bersifat terkendali kekuatan dan dipicu lentur biaksial akibat ketidakberaturan torsi berlebihan dengan rasio 1,419. Komponen defisien beserta rasio kebutuhan-kapasitasnya adalah dinding geser 4,73, hierarki kolom kuat-balok lemah 1,70 pada sumbu lemah dan 1,24 pada sumbu kuat, sambungan balok-kolom 1,14 sampai 1,47, serta geser kolom 1,39; balok tidak melampaui 1,00 namun 22,9 % populasinya berada pada rentang kritis dan delapan elemen menuntut spasi sengkang yang tidak dapat dilaksanakan. Defisiensi dinding geser yang jauh terparah bukan bersumber pada perancangan melainkan pada cacat pelaksanaan: beton inti pada badan dinding hanya 10 MPa akibat keropos, sepertiga dari mutu yang diandaikan model.

Kontribusi baru penelitian ini terletak pada tiga pembuktian kuantitatif. Pertama, pemilihan metode perkuatan tidak dapat diseragamkan: FRP efektif untuk defisiensi geser dan pengekanan, namun tidak berlaku untuk defisiensi lentur berskala besar karena regangan batas debonding berbanding terbalik terhadap akar jumlah lapis, dan tidak berlaku pula bagi

komponen yang telah mencapai batas atas kapasitas geser menurut kode. Kedua, klasifikasi sistem struktur menentukan dimensi perkuatan secara langsung; perbedaan satu tingkat pada faktor R, dari 8 menjadi 7, menaikkan tuntutan geser dinding sebesar 14,3 %, sedangkan defisiensi yang diturunkan dari desain kapasitas tidak terpengaruh sama sekali. Ketiga, pada bangunan dengan cacat pelaksanaan, perbaikan cacat merupakan bagian dari perhitungan struktur dan bukan pekerjaan pelengkap: memulihkan badan dinding melalui injeksi grout sebelum penyelubungan menurunkan kebutuhan tebal dinding dari 900 mm menjadi 750 mm, atau 23 % volume beton selubung. Skema gabungan yang dihasilkan, berupa injeksi grout pada dinding geser disertai pembungkusan FRP penuh tiga lapis pada kolom dan sambungan serta selubung beton bertulang pada kolom dan dinding geser, menurunkan seluruh rasio kebutuhan-kapasitas ke rentang 0,59 sampai 0,97 sehingga ketiga tujuan penelitian tercapai. Dibandingkan penelitian terdahulu yang umumnya menerapkan satu metode perkuatan secara seragam pada struktur yang diandaikan bebas cacat, temuan ini menegaskan bahwa batas keberlakuan kode, klasifikasi sistem, dan mutu terpasang yang sebenarnya harus diuji lebih dahulu sebelum metode perkuatan ditetapkan.

Ucapan Terima Kasih

Penulis menyampaikan terima kasih kepada Program Studi Magister Teknik Sipil, Fakultas Sains Terapan dan Teknologi, Institut Sains dan Teknologi Nasional atas dukungan akademik selama penelitian, serta kepada pengelola bangunan objek penelitian atas izin pelaksanaan audit struktur dan penyediaan dokumen teknis.

Daftar Pustaka

American Concrete Institute. (2011), Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-11). Farmington Hills: ACI.

American Concrete Institute. (2017), Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-17). Farmington Hills: ACI.

American Concrete Institute. (2019), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19). Farmington Hills: ACI.

American Concrete Institute. (2022), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings and Commentary (ACI CODE-369.1-22). Farmington Hills: ACI.

American Society of Civil Engineers. (2017), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17). Reston: ASCE.

Badan Standardisasi Nasional. (2002), Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung (SNI 03-1726-2002). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2008a), Cara uji penetrasi lapangan dengan alat sondir (SNI 2827:2008). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2008b), Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT (SNI 4153:2008). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2018), Metode uji kuat tekan beton inti terbor (SNI 2492:2018). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2019a), Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung (SNI 1726:2019). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2019b), Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (SNI 2847:2019). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2020), Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727:2020). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2025a), Evaluasi dan rehabilitasi seismik untuk bangunan gedung eksisting (SNI 9273:2025). Jakarta: BSN.

Badan Standardisasi Nasional. (2025b), Evaluasi dan rehabilitasi seismik

- bangunan gedung beton eksisting: Standar dan penjelasan (SNI 9274:2025). Jakarta: BSN.
- Çaktı, E., Oliveira, C. S., Lemos, J. V. dan Saygılı, Ö. (2020)**, Nonlinear dynamic response of stone masonry minarets under harmonic excitation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(10), hal. 4813–4838.
- Choudhury, S. (2024)**, Performance-Based Seismic Design of Structures. Boca Raton: CRC Press.
- Federal Emergency Management Agency. (2000)**, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356). Washington DC: FEMA.
- Golesorkhi, R., Joseph, L., Klemencic, R., Shook, D. dan Viise, J. (2019)**, Performance-Based Seismic Design for Tall Buildings, 2nd Edition. Chicago: Council on Tall Buildings and Urban Habitat.
- İşık, E., Avcil, F., Hadzima-Nyarko, M., İzol, R., Büyüksaraç, A., Arkan, E., Radu, D. dan Özcan, Z. (2024)**, Seismic performance and failure mechanisms of reinforced concrete structures subject to the earthquakes in Türkiye. *Sustainability*, 16(15), 6473.
- Kabashi, N., Muhaxheri, M., Krasniqi, E., Murati, Y. dan Latifi, F. (2025)**, Advancements in fiber-reinforced polymer (FRP) retrofitting techniques for seismic resilience of reinforced concrete structures. *Buildings*, 15(4), 587.
- Madutujuh, N. (2017)**, SANSPRO V.5.10: Integrated Structural Modelling, Analysis, Design, Drawing and Volume Estimation Program. Bandung: PT Anugrah Multi Cipta Karya.
- Naqiba, N. F. (2021)**, Evaluasi dan rehabilitasi seismik bangunan eksisting gedung yang dirancang berdasar SNI 1726:2002 sesuai ASCE 41-17. Tesis Magister, Institut Teknologi Bandung (tidak dipublikasikan).
- Park, T.-W. (2020)**, Guidelines for impact echo test signal interpretation based on wavelet packet transform for the detection of pile defects. *Applied Sciences*, 10(7), 2633.
- Sayed, A. F. (2018)**, Evaluasi struktur gedung X di Jakarta berdasarkan SNI 03-1726-2012 ketahanan gempa untuk struktur gedung. *Jurnal Ilmiah*, Institut Pertanian Bogor.
- Shendkar, M. R., Tantri, A. dan Rao, A. U. (2025)**, Seismic evaluation and retrofit of reinforced concrete structures. *Journal of Infrastructure Preservation and Resilience*, 6, artikel 2.
- Simanjuntak, M. (2020)**, Keandalan struktur beberapa bangunan gedung beton bertulang di wilayah Jabodetabek terhadap beban gempa berdasarkan SNI 1726:2019. Tesis Magister, Institut Sains dan Teknologi Nasional (tidak dipublikasikan).
- Sofyan, Y. M., Taufik, S. dan Murtiadi, S. (2024)**, Analisis strategi adaptasi dan solusi cost overrun pada proyek gedung industrial building empat lantai di Jababeka Bekasi. *Sainstech: Jurnal Penelitian dan Pengkajian Sains dan Teknologi*, 34(3).
- Sundoro, A. dan Taufik, S. (2021)**, Optimasi struktur jacket lepas pantai dengan analisis permodelan komputasi 3D nonlinier pushover. *Sainstech: Jurnal Penelitian dan Pengkajian Sains dan Teknologi*, 31(2).
- Talahmeh, B., Almassri, B. dan Ayyad, H. (2025)**, Seismic assessment and retrofitting of RC building using concrete jacketing and CFRP: A finite element modelling study. *Journal of Applied Engineering Science*, 23(2), hal. 198–207.
- Triayaska, A. dan Trimurtiningrum, R. (2024)**, Analisa perbandingan pengaruh gempa terhadap gedung bertingkat berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 1726:2019. *Portal: Jurnal Teknik Sipil*, 16(1), hal. 67–74.
- Wicaksana, A. dan Rosyidah, A. (2021)**, Perbandingan perancangan bangunan tahan gempa menggunakan SNI 1726:2012 dan SNI 1726:2019. *Jurnal Ilmiah Rekayasa Sipil*, 18(1), hal. 88–99.

Widarto, W., Taufik, S. dan Kurniadi, U.

(2024), Evaluasi nilai faktor modifikasi respon seismik pada struktur dermaga jetty. Sainstech: Jurnal Penelitian dan Pengkajian Sains dan Teknologi, 34(1). Tersedia di: <https://ejournal.istn.ac.id/index.php/sainstech/article/view/2072>

Yon, B., Dedeoglu, I. O., Yetkin, M., Erkek, H.

dan Calayır, Y. (2025), Evaluation of the seismic response of reinforced concrete buildings in the light of lessons learned from the February 6, 2023, Kahramanmaraş, Türkiye earthquake sequences. Natural Hazards, 121, hal. 873–909.