

Analisis dan Evaluasi Struktur Gedung Auditorium FEM IPB Berdasarkan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019

Sefta Mega Nurasih^{1*} dan Erizal¹

¹ Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Fakultas Teknologi Pertanian, Institut Pertanian Bogor.
Jl. Raya Dramaga, Kampus IPB Dramaga, PO BOX 220, Bogor, Jawa Barat Indonesia
* Penulis koresponden: seftamega@gmail.com

Abstrak: Badan Standardisasi Nasional (BSN) melakukan pembaharuan peraturan tentang tata cara perencanaan dan pembangunan gedung agar lebih efektif dan efisien dengan menerbitkan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019. Gedung Auditorium FEM yang dibangun dan direncanakan pada tahun 2018 menunjukkan bahwa dalam perencanaannya belum mengacu pada peraturan terbaru. Maka dari itu, penelitian dilakukan untuk mengevaluasi kesesuaian struktur Gedung Auditorium FEM dalam menahan gempa berdasarkan SNI 1726:2019, mengevaluasi kekuatan elemen struktur Gedung Auditorium FEM berdasarkan SNI 2847:2019, dan merekomendasikan perkuatan apabila elemen struktur terindikasi mengalami *overstress*. Penelitian dilakukan pada bulan Februari – Juli 2020. Pemodelan dilakukan menggunakan SAP2000 v.20 berdasarkan *as built drawing* gedung. Analisis dilakukan menggunakan Microsoft Excel dan PCACOL 3.63. Hasil pemodelan Gedung Auditorium FEM memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2019. Partisipasi massa yang terjadi telah memenuhi syarat 90% pada moda keempat baik untuk arah X maupun Y. Waktu getar alami untuk arah X dan Y adalah 0,753 detik, gaya geser dasar yang diperlukan dikalikan dengan faktor skala 2,27 untuk arah X dan 1,80 untuk arah Y, simpangan antar lantai untuk arah X dan Y aman. Analisis berdasarkan SNI 2847:2019 belum memenuhi persyaratan keselamatan struktur. Terdapat 29 balok dan 11 kolom yang mengalami tegangan lebih. Rekomendasi perkuatan struktur balok dan kolom dilakukan dengan metode FRP.

Kata kunci: balok; gaya geser dasar; kolom; metode FRP; partisipasi massa.

Diterima: 05 September 2021

Disetujui: 29 Desember 2022

Sitasi:

Nurasih, S.M.; Erizal. Analisis dan Evaluasi Struktur Gedung Auditorium FEM IPB Berdasarkan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019. *J. Teknik Sipil dan Lingkungan*. 2022; 7 (3): 221-230., <https://doi.org/10.29244/jsil.7.3.221-230>

1. Pendahuluan

Gedung Auditorium FEM merupakan salah satu gedung serba guna di IPB (Institut Pertanian Bogor). Pembangunan suatu gedung dituntut agar dapat dimanfaatkan sesuai dengan fungsi dan dapat bertahan sesuai dengan yang direncanakan. Hal tersebut dapat tercapai ketika dalam perencanaan mengacu pada ketentuan peraturan yang berlaku. Gedung Auditorium FEM dibangun pada Tahun 2018. Hal ini menunjukkan bahwa perencanaan struktur atas pada Gedung Auditorium FEM mengacu pada peraturan tentang tata cara perencanaan gedung yang berlaku hingga tahun 2018.

Aspek yang harus diperhatikan dalam perencanaan gedung yaitu kekuatan, stabilitas, kenyamanan, serta ekonomi. Keadaan atau lokasi gedung juga perlu diperhatikan karena memengaruhi kekuatan gempa yang dapat berakibat pada bangunan [1]. BSN (Badan Standardisasi Nasional) terus melakukan pembaharuan peraturan agar dapat memberikan pendekatan dengan kondisi asli yang lebih baik, diantaranya pembaharuan peraturan tentang tata cara perencanaan gedung yaitu SNI 1726:2019 dan SNI -

2847:2019. Terbitnya peraturan tersebut menandakan dalam perencanaan struktur atas Gedung Auditorium FEM belum menggunakan SNI terbaru. Oleh karena itu, penelitian ini dilakukan untuk: (1) Mengevaluasi kesesuaian struktur gedung berdasarkan syarat-syarat perencanaan gedung pada SNI 1726:2019, (2) Mengevaluasi kekuatan elemen struktur dalam memenuhi syarat keamanan berdasarkan SNI 2847:2019, dan (3) Merekomendasikan perkuatan pada elemen yang terindikasi mengalami *overstress*.

2. Metode

Penelitian dilaksanakan pada bulan Februari-Juli 2021. Pengambilan data dilakukan di Gedung Auditorium FEM IPB. Lokasi gedung berada di Jalan Agatis, Kampus IPB Dramaga, Bogor.

2.1. Material

Alat yang digunakan dalam penelitian adalah laptop yang dilengkapi perangkat lunak SAP2000 v.20, Autocad 2017, PCACOL 3.63, *Microsoft Excel 2010*, dan Aplikasi Spektrum Respon Desain Indonesia 2021 versi *standalone*. Sementara itu, bahan yang digunakan merupakan data sekunder berupa *as built drawing* gedung Auditorium FEM, data teknis gedung, data penyelidikan tanah, kecepatan angin dasar, dan peta gempa Indonesia 2017.

2.2. Prosedur Penelitian

Pelaksanaan penelitian dilakukan dalam beberapa tahapan. Tahapan yang dilakukan berupa studi literatur dan pengumpulan data, pemodelan struktur eksisting, pemodelan pembebanan, analisis kesesuaian struktur terhadap SNI 1726:2019, serta analisis kekuatan struktur berdasarkan SNI 2847:2019.

Pemodelan dilakukan dengan *software* SAP2000 mengikuti gambar desain dan data teknis serta material dan dimensi yang terdapat dalam *as built drawing*. Pembebanan yang dilakukan mengacu pada peraturan SNI 1727:2020, SNI 1726:2019, dan spesifikasi produk. Perencanaan pembebanan meliputi beban mati, beban hidup, beban angin, beban hujan, serta beban gempa.

Analisis kesesuaian struktur dengan pemodelan dilakukan berdasarkan SNI 1726:2019 terhadap hasil *running analysis* SAP2000. Kriteria pemodelan yang diperhitungkan berupa partisipasi massa, periode fundamental struktur, gaya geser dasar, dan simpangan antar lantai. Partisipasi massa adalah besarnya rasio partisipasi massa bangunan terhadap getaran yang dialami bangunan. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100 % dari massa struktur atau paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Apabila hasil analisis belum diperoleh hasil 90%, maka modal atau jumlah ragam harus ditambah hingga mencapai batas yang diizinkan [2].

Periode fundamental struktur atau periode getar struktur (T) adalah waktu yang diperlukan untuk menempuh satu putaran lengkap dari suatu getaran ketika terganggu dari posisi keseimbangan statis dan kembali ke posisi aslinya. Semakin besar nilai periode getar struktur artinya semakin kecil gaya gempa yang diterima oleh struktur [3]. Nilai periode minimum dan maksimum dapat dihitung dengan menggunakan **Persamaan (1)** dan **(2)**.

$$T_a = C_t(h_n)^x \quad (1)$$

$$T_{max} = C_u T_a \quad (2)$$

Keterangan:

T_a : batas minimum periode (detik)

T_{max} : batas maksimum periode (detik)

C_t : koefisien (ditentukan berdasarkan pasal 7.8.2.1 SNI 1726:2019)

- h_n : ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (m)
 x : koefisien (ditentukan berdasarkan pasal 7.8.2.1 SNI 1726:2019)
 C_u : koefisien (ditentukan berdasarkan pasal 7.8.2 SNI 1726:2019)

Gaya geser dasar digunakan sebagai gaya gempa dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung [4]. Kombinasi respons untuk geser dasar dinamik (V_d) tidak boleh kurang dari 100% dari gaya geser dasar statik yang dihitung (V_s) [5]. V_s dihitung sesuai dengan **Persamaan (3)**. Jika nilai V_d lebih kecil dari 100% nilai V_s , maka diperlukan nilai faktor skala desain seperti pada **Persamaan (4)**.

$$V_{statik} = C_s x W \quad (3)$$

$$Faktor\ skala = \frac{100\% V_{statik}}{V_{dinamik}} \quad (4)$$

Keterangan:

- C_s : koefisien respons seismik (ditentukan berdasarkan pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2019)
 W : berat seismik efektif (kN)

Berdasarkan SNI 1726:2019, simpangan antar tingkat (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) yang nilainya ditentukan berdasarkan Tabel 20 pada pasal 7.12 SNI 1726:2019. Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Simpangan pusat massa di tingkat-x (δx) harus ditentukan sesuai dengan **Persamaan (5)**.

$$\Delta x = \frac{C_d \cdot \delta x_e}{I_e} \quad (5)$$

Keterangan:

- C_d : faktor pembesaran defleksi (SNI 1726:2019 pasal 7.2.2)
 δx_e : simpangan di tingkat-x yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
 I_e : faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2019 pasal 4.1.2)

Analisis kekuatan struktur beton bertulang dilakukan berdasarkan SNI 2847:2019. Komponen struktur yang dianalisis yaitu balok, kolom, dan *joint*. Balok merupakan salah satu elemen struktur portal dengan bentang yang memiliki arah horizontal. Beban yang bekerja pada balok umumnya berupa beban lentur, beban geser, maupun beban puntir [6]. Analisis struktur balok dilakukan terhadap persyaratan dimensi balok, tulangan longitudinal, serta tulangan transversal. Kolom berfungsi sebagai pendukung beban-beban dari balok dan pelat yang akan diteruskan ke pondasi. Analisis struktur kolom dilakukan terhadap persyaratan dimensi kolom, persyaratan *strong column weak beam*, tulangan longitudinal, serta tulangan transversal. *Joint* merupakan hubungan antara balok dan kolom yang menjadi elemen struktur penting dalam sistem rangka pemikul momen. Saat gaya lateral terjadi, momen dan gaya geser yang terjadi pada *joint* lebih besar dibandingkan dengan daerah lain sehingga sering mengalami kegagalan struktur. Keruntuhan yang sering terjadi yaitu keruntuhan geser [7].

3. Hasil dan Pembahasan

3.1. Pemodelan Struktur Atap dan Gedung

Pemodelan struktur atas gedung Auditorium FEM dilakukan menggunakan perangkat lunak SAP2000 yang mengacu pada denah *as built drawing*. **Gambar 1** menunjukkan struktur pondasi dimodelkan menggunakan tumpuan jepit. Sementara itu, struktur atap dimodelkan secara terpisah dengan menggunakan tumpuan sendi. Tumpuan sendi ini digunakan karena sambungan rangka baja dengan *ring balk* menggunakan sambungan baut yang tidak rigid [8]. Nilai pada reaksi tumpuan hasil

analisis atap nantinya dimasukkan ke dalam pemodelan struktur gedung utama sebagai beban titik pada ujung ruas *ring balk*.



Gambar 1. Hasil pemodelan 3D Gedung Auditorium FEM (a) struktur utama, (b) struktur atap.

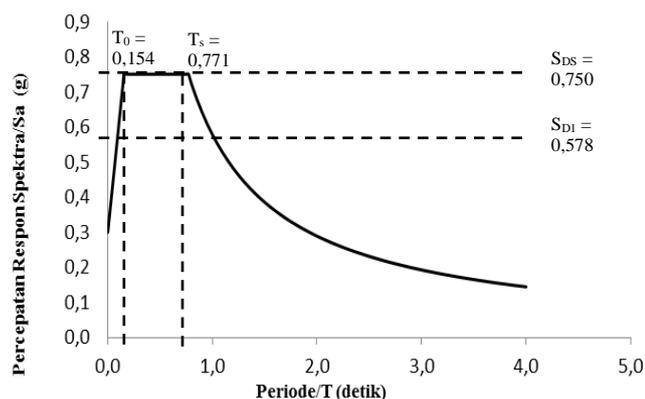
3.2. Pembebanan Struktur Atap dan Gedung

Kombinasi beban yang digunakan dalam pemodelan yaitu metode ultimit yang mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 4.2.2. Nilai beban mati tambahan dan beban hidup yang diberikan mengacu pada SNI 1727:2020 dan spesifikasi produk. Beban hidup diasumsikan berdasarkan penggunaan yang diharapkan dari bangunan [9]. Beban hujan dihitung berdasarkan SNI 1727:2020 pasal 8.3. Beban *lift* dimodelkan sebagai beban hidup terpusat sebesar 53,46 kN. Spesifikasi *lift* yang digunakan merupakan asumsi berdasarkan dimensi sangkar *lift* yang terdapat pada *as built drawing* gedung karena komponen *lift* pada Gedung Auditorium FEM belum terpasang. Spesifikasi yang digunakan sebagai acuan yaitu Fuji Zhiyu Machine Room-less Passenger Elevator dengan kapasitas 1000 kg.

Beban angin dihitung menggunakan prinsip tributary area. Tributary area merupakan konsep pembebanan dimana area yang terbebani disekitar kolom nantinya akan diaplikasikan secara langsung ke kolom tersebut sebagai beban *frame* [10]. Perhitungan beban angin mengacu pada SNI 1727:2020 pasal 26 dan kecepatan angin dasar. Nilai kecepatan angin dasar didapatkan dari kecepatan angin maksimum selama 10 tahun terakhir berdasarkan data dari Stasiun Klimatologi Bogor sebesar 18 m/s.

3.3. Desain Spektrum Gempa

Metode respon spektrum digunakan untuk menganalisa respon struktur terhadap pengaruh beban gempa dinamik yang direncanakan. Grafik percepatan respon spektrum pada **Gambar 2** didapatkan berdasarkan ketentuan perhitungan pada SNI 1726:2019. Grafik tersebut menunjukkan besarnya percepatan respon spektrum atau percepatan gempa yang terjadi pada tiga kondisi waktu. Pada detik ke-0 hingga T_0 , percepatan respon spektrum mengalami peningkatan yang signifikan yaitu dari 0,30 g hingga 0,75 g. Selanjutnya pada rentang waktu T_0 hingga T_S terjadi percepatan respon spektra maksimum sebesar 0,75 g. Setelah waktu T_S , percepatan respon spektrum kemudian mengalami penurunan secara eksponensial.



Gambar 2. Grafik percepatan respon spektrum.

3.4. Analisis Kesesuaian Struktur Gedung

3.4.1. Partisipasi massa

Nilai partisipasi massa didapat dari *output* analisis SAP2000. Nilai partisipasi massa dapat dilihat pada **Tabel 1**. **Tabel 1** menunjukkan nilai partisipasi massa mencapai 90% pada modal ke-4 baik untuk arah X maupun arah Y. Hal tersebut menunjukkan bahwa kontrol partisipasi massa sudah memenuhi syarat. Nilai partisipasi massa sebesar 90% berarti hampir seluruh komponen struktur ikut bergetar secara bersamaan apabila terjadi getaran sehingga dapat menyebabkan kerusakan besar [11].

Tabel 1. Nilai partisipasi massa arah X dan Y

Modal	Periode (detik)	UX (%)	UY (%)	Kumulatif UX (%)	Kumulatif UY (%)	Modal	Periode (detik)	UX (%)	UY (%)	Kumulatif UX (%)	Kumulatif UY (%)
1	0,4600	27,50	32,60	27,50	32,60	7	0,1593	0,01	0,00	99,25	97,66
2	0,4532	21,08	54,96	48,58	87,56	8	0,1580	0,02	0,07	99,27	97,73
3	0,4267	35,77	0,40	84,35	87,95	9	0,1507	0,00	0,51	99,27	98,24
4	0,2024	6,44	5,64	90,79	93,59	10	0,1385	0,00	0,00	99,27	98,24
5	0,1980	8,40	4,00	99,19	97,59	11	0,1368	0,00	0,00	99,27	98,24
6	0,1623	0,06	0,07	99,25	97,66	12	0,1306	0,53	0,00	99,80	98,25

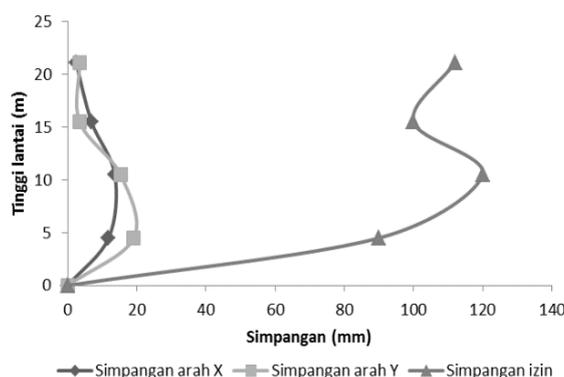
3.4.2. Periode Getar struktur

Berdasarkan SNI 1726:2019, nilai periode getar struktur yang diambil tidak boleh melebihi batasan atas (T_{max}), namun harus lebih besar dari batas bawah (T_a). Nilai periode juga didapatkan melalui hasil analisis pemodelan SAP2000 (T_c) sebagai kontrol untuk menghindari bangunan yang terlalu fleksibel [2]. Hasil perhitungan didapatkan nilai periode desain (T) yang diambil sebesar 0,753 detik. Nilai tersebut nantinya digunakan dalam menentukan koefisien respon seismik (C_s) dalam perhitungan nilai gaya geser dasar seismik.

3.4.3. Gaya geser dasar

Nilai statik geser dasar (V_s) dihitung berdasarkan **Persamaan (3)** didapatkan nilai sebesar 3006,581 kN. Sementara itu, nilai dinamik geser dasar (V_d) didapatkan dari *output* analisis SAP2000. Nilai V_d awal didapatkan sebesar 2030,197 kN untuk arah X dan 2564,737 kN untuk arah Y. Nilai V_d tersebut kurang dari 100% V_s sehingga perlu dilakukan pengkalian dengan faktor penskalaan. Hasil perhitungan faktor penskalaan didapatkan nilai sebesar 2,27 untuk arah X dan 1,80 untuk arah Y. Hasil perhitungan koreksi menunjukkan bahwa nilai V_d meningkat menjadi 3006,620 kN untuk arah X dan 3011,826 kN untuk arah Y sehingga kontrol gaya geser sudah memenuhi syarat karena mencapai 100% V_s .

3.4.4. Simpangan antar tingkat



Gambar 3. Grafik perbandingan simpangan antar lantai.

Kontrol simpangan antar lantai dilakukan terhadap gempa arah X dan gempa arah Y. Berdasarkan **Gambar 3**, diketahui bahwa nilai simpangan antar lantai desain (Δ_x) lebih kecil dari simpangan antar lantai izin (Δ_a), sehingga dikategorikan aman. Nilai simpangan maksimum terjadi pada Lantai 3 pada arah X dan Lantai 2 pada arah Y. Peningkatan nilai simpangan dapat terjadi akibat variasi dari dimensi kolom maupun balok yang digunakan [12].

3.5. Analisis Kekuatan Beton Bertulang

3.5.1. Analisis Struktur Balok

Analisis struktur balok dilakukan terhadap persyaratan dimensi penampang, tulangan longitudinal, serta tulangan transversal. Persyaratan dimensi penampang balok diatur dalam pasal 18.6.2 SNI 2847:2019. Hasil analisis menunjukkan terdapat ketidaksesuaian syarat penampang pada balok B1K akibat bentang bersih terlalu pendek. Balok dengan bentang yang pendek lebih bersifat getas dan dapat menyebabkan kerusakan berupa retak geser yang lebih dominan [13].

Analisis tulangan longitudinal balok dilakukan terhadap kebutuhan luas tulangan dan momen yang terjadi. **Tabel 2** menunjukkan bahwa luas tulangan pada balok B1, B2, dan B3 tidak aman karena nilai A_s pakai lebih kecil dari A_s perlu. Selain itu, nilai momen yang terindikasi tidak aman atau mengalami kegagalan struktur juga terjadi pada balok B1, B2, dan B3.

Overstress yang terindikasi terjadi pada balok, tidak berarti terjadi pada setiap elemen balok dengan satu tipe yang sama. Hal ini dikarenakan perhitungan manual dilakukan terhadap momen terbesar yang terjadi pada setiap jenis balok. Berdasarkan *output* SAP2000 didapatkan balok B1 tidak mengalami *overstress*. Analisis *software* dengan perhitungan manual seringkali terdapat perbedaan. Namun, berdasarkan hasil pada **Tabel 8** dapat dilihat bahwa nilai luas tulangan dan momen pada balok B1 tidak mengalami perbedaan signifikan, sehingga tidak diperlukan perhitungan perkuatan. Kegagalan struktur hasil analisis SAP2000 yang terjadi untuk balok B2 sebanyak 19 elemen dan B3 sebanyak 5 elemen.

Tabel 2. Analisis luas tulangan longitudinal balok

No	Jenis Balok		As pakai \geq As perlu		Ket
			As pakai (mm ²)	As perlu (mm ²)	
1	B1 400 x 750				
	TTA	5D25	2454,37	2469,89	Tidak Aman
	TTB	3D25	1472,62	1187,23	Aman
	TTL	5D25	2454,37	1555,61	Aman
2	B1K 400x750				
	TTA	5D25	2454,37	1693,43	Aman
	TTB	3D25	1472,62	962,50	Aman
	TTL	5D25	2454,37	962,50	Aman
3	B2 300 x 450				
	TTA	3D19	850,59	2605,08	Tidak Aman
	TTB	3D19	850,59	2206,73	Tidak Aman
	TTL	3D19	850,59	1787,00	Tidak Aman
4	B3 300 x 650				
	TTA	3D22	1140,40	1254,52	Tidak Aman
	TTB	3D22	1140,40	618,45	Aman
	TTL	3D22	1140,40	618,45	Aman
5	B4 250 x 500				
	TTA	3D19	850,59	685,82	Aman
	TTB	3D19	850,59	385,44	Aman
	TTL	3D19	850,59	407,98	Aman
6	B4K 250x500				
	TTA	3D19	850,59	685,82	Aman
	TTB	2D19	567,06	385,44	Aman
	TTL	3D19	850,59	407,98	Aman

TTA: tulangan atas, TTB: tulangan bawah, TTL: tulangan lapangan

Tulangan sengkang didesain untuk menahan gaya geser yang terjadi. Nilai geser ultimit (V_u) merupakan nilai gaya geser terbesar yang terjadi pada setiap jenis balok. **Tabel 3** menunjukkan bahwa semua jenis balok sudah aman dalam menahan gaya geser. Jarak tulangan sengkang dianalisis sesuai pasal 18.6.4 SNI 2847:2019 pada wilayah tumpuan. Sementara itu, jarak tulangan sengkang di daerah lapangan dianalisis berdasarkan pasal 9.7.6 SNI 2847:2019. Perbedaan acuan ini dikarenakan geser yang terjadi pada balok di tengah bentang cenderung lebih kecil atau mendekati nol. Hasil analisis jarak tulangan sengkang pada **Tabel 3** menunjukkan bahwa jarak sengkang pada balok B3 untuk daerah lapangan tidak aman. Namun, nilai tersebut tidak memiliki perbedaan yang signifikan dengan hasil analisis. Selain itu, analisis gaya geser juga menunjukkan bahwa balok B3 masih dapat menahan gaya geser, sehingga balok B3 tidak memerlukan perbaikan pada gaya geser balok.

Tabel 3. Analisis geser dan jarak tulangan sengkang balok

No	Jenis Balok		$\phi V_n \geq V_u$			$s < d/4; 6\phi$; 150 mm		$s < d/2;$ 600 mm		
			ϕV_n (kN)	V_u (kN)	Ket	$d/4$ (mm)	$6D$ (mm)	Ket	$d/2$ (mm)	Ket
1	B1 400 x 750									
	ST	D10-100	738,35	517,90	Aman	172	150	Aman	-	-
	SL	D10-200	369,18	165,71	Aman	-	-	-	344	Aman
2	B1K 400 x 750									
	ST	D10-150	738,35	721,26	Aman	172	150	Aman	-	-
	SL	D10-200	369,18	297,08	Aman	-	-	-	344	Aman
3	B2 300 x 450									
	ST	D10-100	314,54	259,85	Aman	98	114	Aman	-	-
	SL	D10-200	157,27	63,35	Aman	-	-	-	195	Tidak Aman
4	B3 300 x 650									
	ST	D10-150	474,42	286,54	Aman	147	132	Aman	-	-
	SL	D10-200	237,21	9,97	Aman	-	-	-	295	Aman
5	B4 250 x 500									
	ST	D10-150	295,68	146,42	Aman	110	114	Aman	-	-
	SL	D10-200	147,84	9,69	Aman	-	-	-	220	Aman
6	B4K 250 x 500									
	ST	D10-100	295,68	146,42	Aman	110	114	Aman	-	-
	SL	D10-200	147,84	9,69	Aman	-	-	-	220	Aman

ST: Sengkang Tumpuan, SL: Sengkang Lapangan

3.5.2. Analisis Struktur Kolom

Analisis struktur kolom dilakukan terhadap persyaratan dimensi, syarat *strong column weak beam*, tulangan longitudinal, serta tulangan transversal. Analisis dimensi kolom mengacu pada SNI 2847:2019 pasal 18.7.2. Hasil analisis menunjukkan kolom sudah memenuhi syarat dimensi penampang. Analisis momen kolom (M_{nc}) dilakukan menggunakan perangkat lunak PCACOL melalui *output* diagram interaksi P-M. Hasil analisis PCACOL menunjukkan bahwa nilai aksial dan momen kolom masih berada pada batas diagram interaksi sehingga dapat dikategorikan aman. Hasil analisis pada **Tabel 4** menunjukkan bahwa kolom memiliki kekuatan dalam menahan momen lebih besar daripada balok, sehingga syarat *strong column weak beam* terpenuhi. Analisis *strong column weak beam* penting dilakukan untuk melihat pola keruntuhan bangunan. Apabila terjadi guncangan, struktur dengan kolom yang lebih kuat daripada balok mengakibatkan simpangan yang terjadi akan tersebar secara merata dan keruntuhan lokal dapat diminimalkan [14].

Syarat tulangan longitudinal kolom diatur dalam pasal 18.7.4 SNI 2847:2019. Hasil analisis tulangan longitudinal kolom menunjukkan bahwa rasio tulangan longitudinal (ρ_s) kolom memiliki nilai 0,015-0,029 sehingga sudah memenuhi syarat dapat dikategorikan aman dalam menahan lentur. Kolom dengan rasio tulangan yang lebih besar dapat menahan beban lateral yang lebih besar [15]. Analisis tulangan geser pada **Tabel 5** menunjukkan bahwa kolom 1K1 pada lantai 1 dan lantai 2 serta Kolom 1K2 lantai 2 mengalami kegagalan dalam menahan geser. Berdasarkan hasil analisis dari SAP2000, diketahui bahwa

elemen kolom yang mengalami kegagalan struktur yaitu 9 elemen kolom 1K1 dan 2 elemen kolom 1K2. Perhitungan perkuatan struktur selanjutnya dapat dilakukan untuk memperbaiki ketahanan struktur dalam menahan geser tersebut. Jarak sengkang hasil analisis **Tabel 5** menunjukkan bahwa pada kolom K400x400 tidak aman. Namun, nilai yang didapatkan dari hasil perhitungan tidak mengalami perbedaan yang cukup signifikan dengan jarak pada desain eksisting. Selain itu, gaya geser hasil analisis pada **Tabel 4** masih dikategorikan aman sehingga tidak diperlukan perhitungan perkuatan untuk kolom K400x400.

Tabel 4. Analisis *strong column weak beam*

No	Jenis Kolom	$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$		Ket
		ΣM_{nc} (kNm)	$1,2 \Sigma M_{nb}$ (kNm)	
1	1K1 D600 Lantai 1	2090,00	1217,28	Aman
2	1K1 D600 Lantai 2	2090,46	625,59	Aman
3	1K1 D600 Lantai 3	1992,77	85,14	Aman
4	1K2 D600 Lantai 1	1738,31	1217,28	Aman
5	1K2 D600 Lantai 2	1788,00	1217,28	Aman
6	1K2 D600 Lantai 3	1627,38	85,14	Aman
7	K 400 x 400	456,46	85,14	Aman

Tabel 5. Analisis geser dan jarak tulangan sengkang kolom

No.	Jenis Kolom	Jumlah Tulangan	$V_n \geq V_u$			$s < d/4; 6D_b; S_o$			Ket
			ϕV_n (kN)	V_u (kN)	Ket	$h/4$ (mm)	$6D_b$ (mm)	S_o (mm)	
1	1K1 D600 Lantai 1	D10-100	277,23	442,11	Tidak Aman	150	150	164	Aman
2	1K1 D600 Lantai 2	D10-100	207,92	334,15	Tidak Aman	150	150	164	Aman
3	1K1 D600 Lantai 3	D10-100	14,42	11,28	Aman	150	150	164	Aman
4	1K2 D600 Lantai 1	D10-100	277,23	128,47	Aman	150	150	164	Aman
5	1K2 D600 Lantai 2	D10-100	207,92	239,06	Tidak Aman	150	150	164	Aman
6	1K2 D600 Lantai 3	D10-100	68,68	62,32	Aman	150	150	164	Aman
7	K 400 x 400	D10-100	52,45	52,45	Aman	100	96	185	Tidak Aman

3.5.3. Analisis Struktur Joint

Analisis *joint* diatur dalam pasal 18.8 SNI 2847:2019. Analisis *joint* yang dilakukan hanya berfokus pada kekuatan gesernya saja dikarenakan tidak tersedianya data terkait detail *joint*. Elemen *joint* harus memiliki kuat geser nominal reduksi (ϕV_n) yang lebih besar atau sama dengan untuk dapat menahan kuat geser ultimit *joint* (V_{jh}) yang terjadi [16], seperti ditampilkan pada **Tabel 6**.

Tabel 6. Analisis joint balok-kolom

No	Jenis Joint	$\phi V_n \geq V_{jh}$		Ket
		ϕV_n (kN)	V_{jh} (kN)	
1	1K1 D600 Lantai 1	2821,60	1686,27	Aman
2	1K1 D600 Lantai 2	2821,60	799,25	Aman
3	1K1 D600 Lantai 3	2821,60	387,70	Aman
4	1K2 D600 Lantai 1	2821,60	1686,27	Aman
5	1K2 D600 Lantai 2	2821,60	1755,57	Aman
6	1K2 D600 Lantai 3	2821,60	333,44	Aman
7	K 400 x 400	1254,04	349,68	Aman

Berdasarkan hasil analisis pada **Tabel 6**, diketahui bahwa *joint* sudah aman dalam menahan geser yang terjadi. Hal ini menunjukkan *joint* dapat menahan beban geser sehingga nantinya tidak terjadi keruntuhan mendadak berupa keruntuhan geser [17].

3.6. Rekomendasi Perkuatan Struktur

Perkuatan dilakukan dengan metode FRP yang mengacu pada ACI 440.2R-08. Material FRP yang digunakan yaitu *Tyfo SCH-41 Composite* dengan kuat tarik sebesar 3790 MPa, modulus elastisitas sebesar 230.000 MPa, regangan putus sebesar 1,7%, dan ketebalan *fyber* (tf) sebesar 0,011 inch atau 0,28 mm. Analisis dilakukan dengan memilih lebar FRP (wf), jarak antar FRP dari as ke as (sf), serta jumlah lapisan yang dibutuhkan (n) untuk mendapatkan nilai momen atau geser nominal yang optimal.

Perhitungan perkuatan balok berfokus pada penambahan kekuatan balok dalam menahan momen. Kontrol yang digunakan dalam perhitungan yaitu nilai regangan FRP saat terjadi kegagalan struktur (ϵ_{fe}) harus lebih kecil dari nilai regangan saat terjadi debonding (ϵ_{fd}) agar tidak terjadi kegagalan debonding [18]. Debonding sendiri merupakan lepasnya ikatan antara beton dengan FRP [19]. Kegagalan debonding ini dapat mengakibatkan kemampuan kekuatan FRP terhadap balok beton menjadi tidak optimal [20]. Hasil analisis **Tabel 7** menunjukkan bahwa desain FRP aman terhadap debonding. Nilai momen nominal reduksi yang didapatkan dari hasil perhitungan juga sudah lebih besar dari momen ultimit yang terjadi sehingga desain dapat dikategorikan aman untuk digunakan.

Perhitungan perkuatan kolom berfokus pada penambahan kekuatan kolom dalam menahan geser. Hasil analisis perkuatan kolom menggunakan metode FRP dapat dilihat pada **Tabel 8**. Nilai geser nominal reduksi ($\phi V_f - n$) yang didapatkan dari hasil analisis sudah lebih besar dari geser ultimit (V_u) yang terjadi sehingga desain dapat dikategorikan aman untuk digunakan.

Tabel 7. Analisis perkuatan FRP pada balok

No	Jenis Balok	wf (mm)	n (buah)	ϵ_{fe}	ϵ_{fd}	Ket	ϕM_n (kNm)	M_u kNm	Ket
1	B2	300	4	0,003	0,004	Aman	308,09	301,09	Aman
2	B3	250	1	0,009	0,009	Aman	553,61	250,90	Aman

Tabel 8. Analisis perkuatan FRP pada kolom

No	Jenis Kolom	wf (mm)	tf (mm)	Sf (mm)	n (buah)	$\phi V_f - n$ (kN)	V_u (kN)	Ket
1	1K1 D600 Lantai 1	250	0,28	250	2	498,16	442,11	Aman
2	1K1 D600 Lantai 2	250	0,28	350	2	355,83	334,15	Aman
3	1K2 D600 Lantai 2	250	0,28	250	1	249,08	239,06	Aman

4. Kesimpulan

Kesimpulan dari penelitian ini antara lain:

- Hasil pemodelan Gedung Auditorium FEM memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2019. Partisipasi massa yang terjadi sudah memenuhi syarat 90% pada modal ke-4 untuk arah X maupun arah Y. Periode getar yang terjadi untuk arah X dan arah Y sama yaitu 0,753 detik. Perbandingan gaya geser dasar dinamik dan gaya geser dasar statik yang terjadi belum mencapai 100% sehingga diperlukan perkalian dengan faktor penskalaan sebesar 2,27 untuk arah X dan 1,80 untuk arah Y. Simpangan antar lantai yang terjadi untuk arah X dan Y dikategorikan aman.
- Gedung Auditorium FEM belum memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 2847:2019. Hal ini dikarenakan terdapat balok yang mengalami kegagalan struktur pada balok B2 sebanyak 19 elemen dan B3 sebanyak 5 elemen. Kegagalan struktur juga terjadi pada kolom 1K1 sebanyak 9 elemen dan 1K2 sebanyak 2 elemen. Analisis geser *joint* dikategorikan aman.

- c. Rekomendasi perkuatan struktur balok dan kolom yang mengalami *overstress* dilakukan dengan metode FRP menggunakan jenis *Tyfo SCH-41 Composite* membutuhkan jumlah lapisan bervariasi.

Daftar Pustaka

- [1] Purnamasari E, Rohman F. Analisis struktur perencanaan gedung Hotel Tuparev Kota Cirebon dengan menggunakan struktur beton bertulang SNI 2847-2013. *J Konstr* 2019;8:520–7.
- [2] Harahap MF, Fauzan M. Perilaku dinamik pada struktur Apartemen Metro Galaxy Park terhadap beban gempa. *J Tek Sipil Dan Lingkungan* 2019;4:195–206.
- [3] Effendi F, Wesli, Chandra Y, Akbar SJ. Studi penempatan dinding geser terhadap waktu getar alami fundamental struktur gedung. *Teras J* 2017;7:274–83.
- [4] Cornelis R, Bunganaen W, Tay BHU. Analisis perbandingan gaya geser tingkat, gaya geser dasar, perpindahan tingkat dan simpangan antar tingkat akibat beban gempa berdasarkan peraturan gempa SNI 1726-2002 dan SNI 1726-2012. *J Tek Sipil* 2014;3:205–16.
- [5] [BSN]Badan Standardisasi Nasional. Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 03-1726- 2019. Jakarta (ID): Badan Standardisasi Nasional; 2019.
- [6] Asroni A. Balok dan Pelat Beton Bertulang. Yogyakarta (ID): Graha Ilmu; 2010.
- [7] Tampubolon S. Analisis kekuatan geser pada hubungan balok-kolom interior beton bertulang. *J Civ Eng Build Transp* 2021;5:56–63. <https://doi.org/10.31289/jcebt.v5i1.3731>.
- [8] Badaruddin. Evaluasi keandalan struktur Gedung Kantor Bupati Sumbawa. *J Unsa Prog* 2015;17:16–27.
- [9] Saputra A, Firmanto A. Analisis struktur Rumah Sakit Permata Cirebon. *J Konstr* 2017;6:565–84.
- [10] Hamdan Al. Estimating axial forces in columns using tributary area method and finite element method; a comparison. *J Mech Civ Eng* 2018;15:14–21. <https://doi.org/10.9790/1684-1505011421>.
- [11] Aulia NR. Evaluasi kekuatan struktur gedung x di Depok berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 [skripsi]. Bogor (ID): Institut Pertanian Bogor, 2017.
- [12] Faizah R. Pengaruh frekuensi gempa terhadap respon bangunan bertingkat. *Semin Nas Tek Sipil V* 2015;1:59–66.
- [13] Suharwanto, Oesman M. Perilaku kekuatan geser balok beton mutu tinggi dengan beban terpusat statik pada balok tulangan tunggal dan tanpa tulangan geser dengan berbagai bentang geser. *J Rekayasa Infrastruktur* 2016;1:163–75.
- [14] Zachari M., Turuallo G. Analisis struktur baja tahan gempa dengan sistem SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus) berdasarkan SNI 1729: 2015 dan SNI 1726:2012. *J Rekonstruksi Tadulako* 2020;1:9–16.
- [15] Theophilus S, Wibowo A, Nurlina S. Pengaruh rasio tulangan longitudinal dan jarak sengkang terhadap kapasitas beban lateral maksimum kolom bertulang ringan akibat beban siklik. *J Mhs Jur Tek Sipil* 2016;1:283–92.
- [16] [BSN]Badan Standardisasi Nasional. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan, SNI 03-2847- 2019. Jakarta (ID): Badan Standardisasi Nasional; 2019.
- [17] Abrar A, Thamrin R, Tanjung J. Kajian eksperimental kuat lentur balok pada sambungan balok kolom beton bertulang. *J Rekayasa Sipil* 2015;11:46–54. <https://doi.org/10.25077/jrs.11.2.107-116.2015>.
- [18] [ACI]American Concrete Institute. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-02). Farmington Hills (US): ACI Standards and Commite; 2008. [https://doi.org/10.1061/40753\(171\)159](https://doi.org/10.1061/40753(171)159).
- [19] Tata A, Raffel AF, Djamaluddin R. Debonding failure pada balok beton bertulang dengan perkuatan lembar GFRP yang dipengaruhi beban berulang dan rendaman air laut. *J Sipil Sains* 2018;8:1–10.
- [20] Danu WW, Nova AW, Lie HA, Purwanto. Perilaku respon lekatan tarik dan geser antara WRAP FRP (Fibre Reinforced Polymer) dengan beton konvensional. *J Karya Tek Sipil* 2016;5:180–7.