

EVALUASI KINERJA STRUKTUR GEDUNG 34 LANTAI DI SURABAYA MENURUT SNI 1726:2012 DAN SNI 1726:2019

Adi Nugroho Santoso ^{[1]*}, Made Dharma Astawa ^[1]

^[1] Department of Civil Engineering, UPN Veteran Jatim, Surabaya, 60294, Indonesia

Email: adinugrohosantoso200@gmail.com*, masdawa@yahoo.com

*) Correspondent Author

Received: 11 July 2021; Revised: 02 September 2021; Accepted: 03 September 2021

How to cite this article:

Santoso, A.N., Astawa, M.D., (2022). Evaluasi Kinerja Struktur Gedung 34 Lantai di Surabaya Menurut SNI 1726:2012 dan SNI 1726:2019. Jurnal Teknik Sipil, 18(2), 185-201. <https://doi.org/10.28932/jts.v18i2.3807>

ABSTRAK

Indonesia telah beberapa kali mengalami pembaruan peraturan gempa, mulai dari Peraturan Muatan Indonesia 1970 hingga SNI 1726:2019. Pembaruan ini mensyaratkan beban gempa dengan periode ulang yang lebih besar. Hal ini berdampak kepada bangunan eksisting yang direncanakan menggunakan peraturan lama. Penelitian ini akan menggunakan studi kasus bangunan apartemen 34 lantai di kota Surabaya, yang direncanakan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan peraturan beton SNI 2847:2013 dan akan dievaluasi dengan SNI 1726:2019. Analisa menggunakan *Performance Based Design* dengan metode *Nonlinear Time History Analysis* yang dikerjakan di program ETABS 2016. Latar belakang penggunaan metode *Performance Based Design* adalah kemudahan untuk diaplikasikan dan dapat digunakan juga untuk mengukur efisiensi struktur yang ditinjau. Penggunaan *Nonlinear Time History Analysis* didasari karena metode ini telah diatur dalam SNI 1726:2019 dan penggunaannya dinilai paling mendekati dengan kondisi sesungguhnya di lapangan. Analisa *Nonlinear Time History* pada penelitian ini menggunakan data *time history* gempa Chichi di Taiwan pada tahun 1999. Evaluasi kinerja bangunan antara kedua peraturan didasarkan pada level kinerja struktur yang mengacu pada FEMA356. Hasil studi kasus pada perbandingan kedua peraturan menunjukkan bahwa terdapat peningkatan gaya gempa dasar sebesar 1,02%. Sedangkan dalam kaitannya dengan analisa *drift ratio* didapatkan kenaikan 1% pada sumbu X dan 5,5% pada sumbu Y.

Kata kunci: *Performance Level, Nonlinear Time History Analysis, Story Drift Ratio*

ABSTRACT. *PERFORMANCE EVALUATION OF 34 FLOORS BUILDING STRUCTURE IN SURABAYA BASED ON SNI 1726:2012 AND SNI 1726:2019.* Indonesia has undergone several earthquake regulations updates, starting from Peraturan Muatan Indonesia 1970 to SNI 1726:2019. This update requires earthquake loads with a larger return period. This has an impact on the existing buildings that were planned to use the old regulations. It is feared that the building does not meet the requirements required by the new regulations, so a review of the performance of the building is needed. This research will use a case study of a Cornell apartment building with 34 floors in the city of Surabaya, which is planned based on SNI 1726:2012 with concrete regulations SNI 2847:2013 and will be evaluated with SNI 1726:2019. The analysis uses Performance Based Design with the Nonlinear Time History Analysis method which was carried out in the 2016 ETABS program. The background to the use of the Performance Based Design method is its use which is quite easy to apply and can also be used to measure the efficiency of the structure being reviewed. The use of Nonlinear Time History Analysis is based on the fact that the use of this method has been regulated in SNI 1726:2019 and the use of this method is considered closest to the actual conditions in the field. Nonlinear Time History analysis in this study uses time history data from the Chichi earthquake in Taiwan in 1999. The evaluation of building performance is based on the performance level refer to FEMA 356. The results of the case study on the comparison of the two regulations show that there is an increase in the basic earthquake force by 1.02%. Meanwhile, in relation to drift ratio analysis, an increase of 1% on the X axis and 5.5% on the Y axis is obtained.

Keywords: *Performance Level, Nonlinear Time History Analysis, Story Drift Ratio*

1. PENDAHULUAN

Gempa adalah salah satu faktor yang perlu diperhitungkan dalam mendesain struktur suatu bangunan. Ketika terjadi gempa, elemen-elemen struktur bangunan akan mengalami deformasi sehingga struktur menerima beban tambahan. Deformasi tersebut bergantung pada besarnya percepatan gempa dan sifat-sifat struktur seperti kekakuan, ketinggian, dan massa struktur tersebut. Deformasi yang besar tentu akan menyebabkan permasalahan pada struktur, bahkan dapat menyebabkan kegagalan struktur.

Sebagaimana diketahui bahwa Indonesia adalah salah satu negara di dunia yang seringkali dilanda musibah gempa bumi dengan kekuatan gempa yang bervariasi mulai dari kecil, sedang, hingga besar. Oleh sebab itu, dibutuhkan suatu perancangan yang tepat agar tidak terjadi kerusakan dan kegagalan struktur yang dapat mengakibatkan korban jiwa.

Sebagai upaya memfasilitasi kebutuhan perancang dalam merancang bangunan yang tahan gempa, peneliti dan praktisi telah melakukan riset terkait gempa dan pengaruhnya terhadap bangunan. Penelitian terhadap gempa diawali setelah terjadinya peristiwa kegagalan struktur pada bangunan akibat gempa Northridge yang terjadi di California pada tahun 1994 dan gempa Kobe pada 1995. Peristiwa ini memberikan pengaruh penting bagi perancang di dunia dalam merancang struktur dan melakukan pendetailan komponen struktur yang tahan terhadap gempa yang akan terjadi (Purwono, 2005).

Perubahan utama pada revisi SNI 1726:2012 ke SNI 1726:2019 adalah pasal 4.2.2 mengenai perubahan kombinasi beban metode ultimit, pasal 6.4 mengenai perubahan respons spektrum desain, pasal 7.9.1 mengenai perubahan persyaratan analisis ragam, pasal 7.9 mengenai perubahan persyaratan dalam penskalaan gaya gempa, dan pembaruan peta gempa Indonesia (SNI 1726:2019, 2019).

Berdasarkan pembaruan peta gempa pada SNI 1726, umumnya berkaitan dengan meningkatnya PGA (*Peak Ground Acceleration*) dimana peningkatan ini akan berakibat pula pada peningkatan terhadap besar beban gempa yang direncanakan. Melalui penelitian ini, dengan mengetahui perbandingan besaran gempa yang didesain dengan peraturan terbaru, dapat dijadikan masukan atau pertimbangan bagi para perencana struktur beton dalam antisipasi gedung yang telah didesain (Purba, 2014).

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu yang bermanfaat sebagai rujukan ilmiah yaitu penelitian Christian Handoko dengan judul “Kinerja Struktur yang Direncanakan Berdasarkan Peraturan Gempa

Tahun 2002 Terhadap SNI 1726:2012: Studi Kasus Struktur Hotel X Di Kupang”. Penelitian membahas pengaruh revisi SNI 1726:2012 pada gedung yang didesain menggunakan SNI 1726:2002. Hasil pada jurnal adalah *drift ratio* dan level kinerja struktur yang mengacu pada ACMC 2001 (*Asian Concrete Model Code*). Aspek yang membedakan penelitian ini adalah acuan peraturan yang dihasilkan mengacu dari FEMA 356. Disamping itu, peraturan yang ditinjau adalah SNI 1726:2019 (Handoko & Setiawan, 2018).

2.2. Gempa Bumi

Gempa bumi adalah gerakan tiba-tiba dari tanah yang berasal dari suatu daerah terbatas dan menyebar dari titik tersebut ke segala arah, akibat pelepasan energi yang terakumulasi. Akibat pergerakan lempeng maka di sekitar perbatasan lempeng akan terakumulasi energi, jika lapisan batuan telah tidak mampu menahannya maka energi akan terlepas yang menyebabkan terjadinya deformasi pada lapisan kerak bumi yang di sebut gempa bumi tektonik. Energi deformasi dapat dilihat pada perubahan bentuk volume sesudah terjadinya gempa bumi, seperti misalnya tanah naik, tanah turun, pergeseran batuan, dan lain-lain (Sunarjo & Gunawan, 2012).

Kerusakan pada bangunan yang diakibatkan beberapa gempa yang terjadi di Indonesia seperti pada Gambar 1.



Gambar 1. Gempa Bumi di Indonesia

2.3. Koefisien Respons Seismik

Gaya geser dasar menurut Persamaan (1), berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.1:

$$V = C_s \times W \quad (1)$$

Koefisien C_s menurut Persamaan (2) mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{SD_s}{\left(\frac{R}{7}\right)} \quad (2)$$

Nilai C_s pada Persamaan 2 tidak melebihi dari Persamaan (3):

$$C_s = \frac{SD_1}{T\left(\frac{R}{7}\right)} \quad (3)$$

Nilai C_s juga tidak melebihi dari Persamaan (4):

$$C_s = 0,044 \times S_{ds} \times I \quad (4)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter percepatan respons spektrum desain rentang periode pendek

S_{D1} = Parameter percepatan respons spektrum desain rentang periode 1 detik

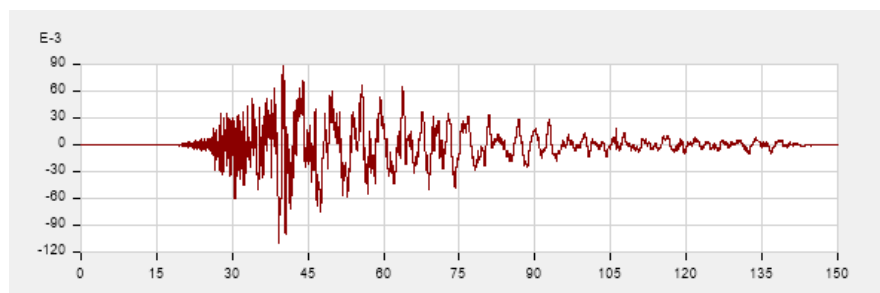
R = Faktor modifikasi respons

I = Faktor keutamaan gempa.

W = Massa efektif struktur

2.4. *Nonlinear Time History Analysis*

Konsep umum tentang Nonlinear adalah konsep perhitungan yang dilakukan ketika elemen struktur mengalami leleh/*Crack*, sehingga memungkinkan suatu elemen mengalami perubahan kekakuan. Data – data rekam gempa yang biasa digunakan dalam analisa *Time History* adalah gempa El Centro, gempa Kobe dan gempa Chichi seperti Gambar 2.



Gambar 2. Rekam *time history* Chichi, 2019

2.5. Sendi Plastis (*Hinge*)

Sendi plastis adalah kondisi dimana elemen struktur yang mengalami deformasi akibat adanya penambahan beban menyebabkan elemen struktur tersebut dalam kondisi nonlinear. Sendi plastis dimodelkan sebagai grafik hubungan *moment-curvature* yang dihitung berdasarkan data properti penampang dan diaplikasikan pada ETABS. Ada berbagai tipe *hinge* yang dapat dipakai, tergantung dari elemen struktur yang akan dianalisa dan perilaku nonlinear-nya (FEMA 356: (2000), 2000).

2.6. Revisi Peraturan Gempa di Indonesia

Beberapa perubahan penting dalam revisi SNI 1726:201 diantaranya seperti pada Tabel 1.

Tabel 1. Perubahan Penting Dalam Revisi SNI 1726:2019

SNI 1726:2012		SNI 1726:2019	
Pasal	Keterangan	Pasal	Keterangan
4.2.2	Gaya gempa (E) pada kombinasi beban didefinisikan sebagai gaya gempa horizontal saja (Eh)	4.2.2	Pendefinisian gaya gempa (E) pada kombinasi beban sebagai gaya gempa horizontal (Eh) dan gaya gempa vertikal (Ev)
6.4	Percepatan periode hanya didefinisikan To, Ts, dan 1 detik	6.4	Ditambahkan percepatan periode panjang (TL) yang juga dicantumkan pada peta periode panjang
7.9.1	Partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa struktur	7.9.1	Partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 100% dari massa struktur
7.9.4.1	Faktor skala gaya geser gempa dinamik harus lebih besar dari 85% gaya gempa statik	7.9.4.1	Faktor skala gaya geser gempa dinamik harus lebih besar dari 100% gaya gempa statik
Perubahan koefisien perhitungan gaya gempa			
PGA	0.3 g	PGA	0.323804 g
Ss	0.7 g	Ss	0.704649 g
Fv	2.795	Fv	2.781.947
Sm1	0.839 g	Sm1	0.847140 g
Sd1	0.559 g	Sd1	0.564760 g
Ts	0.912 detik	Ts	0.875891 detik
PGAm	0.36 g	PGAm	0.502671 g
S1	0.3 g	S1	0.304513 g
Fa	1,314	Fa	1.372.561
Sms	0.92 g	Sms	0.967174 g
Sds	0.613 g	Sds	0.644783 g
T0	0.182 detik	T0	0.175178 detik

2.7. Performance Based Design

Performance Based Design (PBD) merupakan tolok ukur dalam penentuan kinerja bangunan yang didesain terhadap beban gempa dengan 4 *Building Performance Level* menurut FEMA 356, sebagai berikut:

1. *Operational Level*: pada tingkat *Operational Level*, diharapkan bangunan tidak mengalami kerusakan baik struktural maupun non-struktural saat gempa terjadi. Bangunan dalam kondisi aman walaupun mungkin ada sedikit gangguan pada utilitasnya (listrik, air, dll). Bangunan pada tingkat *Operational Level* hampir tidak mempunyai risiko yang membahayakan manusia yang ada didalamnya.
2. *Immediate Occupancy (IO)*: pada tingkat *Immediate Occupancy* diharapkan bangunan tidak mengalami kerusakan pada komponen struktural dan hanya mengalami kerusakan ringan pada komponen non-struktural pada saat gempa terjadi. Bangunan masih aman setelah gempa terjadi namun sistem non-struktural mungkin tidak akan berfungsi dikarenakan

gangguan pada listrik dan peralatan. bangunan ini bisa langsung digunakan kembali meskipun harus menunggu pemulihan pelayanan utilitas, agar bangunan bisa beroperasi dengan normal. Bangunan pada tingkat ini memiliki risiko yang sangat rendah untuk membahayakan manusia yang ada didalamnya. Cukup banyak perencana yang menggunakan level kinerja ini sebagai acuan dalam desain struktur gedung.

3. *Life Safety (LS)*: pada tingkat *Life Safety* bangunan memungkinkan untuk mengalami kerusakan pada komponen struktural maupun non-struktural saat gempa terjadi. Agar dapat digunakan kembali, bangunan perlu perbaikan pada komponen struktural dan komponen non – struktural. Bangunan pada tingkat ini memiliki risiko yang rendah untuk membahayakan manusia yang ada didalamnya.
4. *Collapse Prevention*: pada tingkat *Collapse Prevention* ini tidak memperhitungkan bahaya dari komponen non-struktural dan hanya memperhitungkan bila komponen tersebut cukup berat. Bangunan pada tingkat ini membahayakan manusia yang ada didalamnya dikarenakan kerusakan komponen non-strukturalnya. Bangunan ini tidak runtuh setelah gempa terjadi, namun akan menimbulkan kerugian ekonomi yang besar. Bangunan tingkat ini biasanya dipilih karena harga nya relatif murah.

2.8. Story Drift Ratio

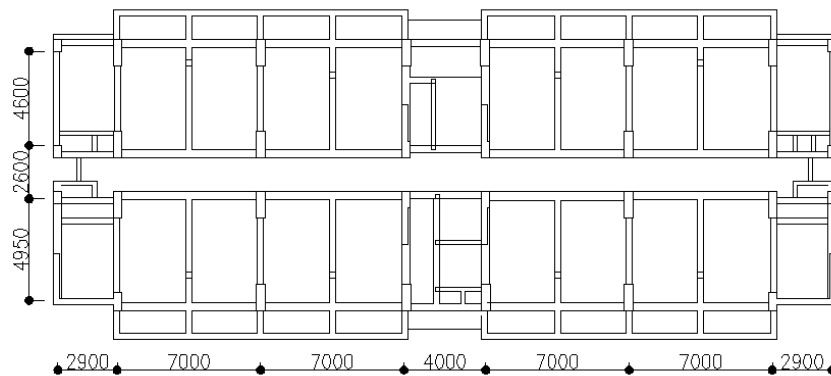
Story Drift Ratio didefinisikan sebagai rasio maksimum simpangan inelastik suatu lantai selama periode pergoyangan dengan tinggi lantai yang ditinjau secara matematis. Perhitungan *drift ratio* dilakukan dengan mengambil nilai terbesar dari output *displacement* dari analisa *Nonlinear Time History*. Pengecekan drift ratio dilakukan untuk setiap periode ulang gempa 2500 tahun. Untuk menentukan drift ratio yang dihasilkan memenuhi persyaratan maka digunakan batasan yang diatur sesuai dengan peraturan FEMA 356.

3. METODOLOGI

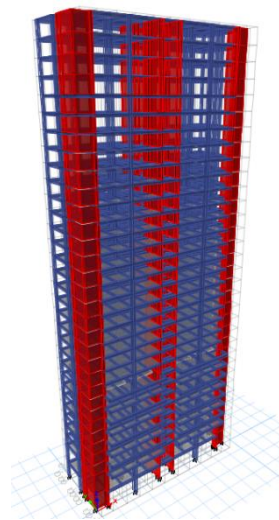
3.1. Preliminary Design

1. Nama Proyek : Gedung apartemen 34 lantai
2. Lokasi : Citraland, Surabaya Barat
3. Fungsi : Gedung Apartemen
4. Jenis Tanah : Tanah Lunak

Denah dan model 3D struktur bangunan gedung yang diteliti seperti pada Gambar 3 dan Gambar 4. Perhitungan dilakukan secara numerik. Idealisasi struktur dan analisa struktur dihitung menggunakan program *ETABS 2016* dan pengolahan data *Microsoft Excel*.



Gambar 3. Denah Eksisting Gedung Penelitian



Gambar 4. 3D Model Struktur

3.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar (V)

Perhitungan ulang gaya gempa statik ekuivalen dilakukan dengan langkah berikut:

1. Berat efektif struktur = 146.593,397 kN (Output ETABS 2016)
2. Perhitungan periode struktur (T_a) = $0,0488 \times 97,5^{0,75} = 1,514$ s
3. Perhitungan koefisien respons seismik (C_s) = 0,053
4. Perhitungan gaya geser desain gempa dihitung dengan mengacu pada pasal 7.8.1 SNI 1726:2019.

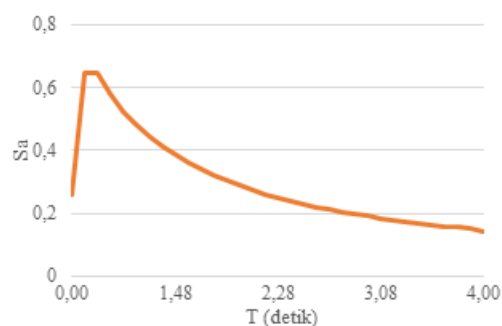
$$V = 0,053 \times 146594 \text{ kN} = 7.769,482 \text{ kN}$$

3.3. Perhitungan Respons Spektrum

Perhitungan ulang respons spektrum dengan langkah berikut:

1. Kategori Resiko = II

2. Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,00
3. Koefisien situs parameter respons spektral (S_{MS}) = 0,967
4. Koefisien situs parameter respons spektral (S_{M1}) = 0,847
5. Parameter percepatan spektral desain (S_{DS}) = 0,644
6. Parameter percepatan spektral desain (S_{D1}) = 0,565
7. Periode getar fundamental struktur (T_0) = 0,175
8. Periode getar fundamental struktur (T_s) = 0,875
9. Kategori desain struktur = D



Gambar 5. Grafik Respons Spektrum

3.4. Permodelan Struktur

Selanjutnya dilakukan pembuatan model struktur bangunan dengan pemodelan 3D sesuai dengan data dan informasi dari gambar DED. Oleh karena itu dalam pemodelannya harus mengikuti konsep sebagai berikut:

1. Persyaratan Sistem Ganda

Menurut pasal 7.2.5.1 SNI 1726:2019, untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25 % gaya seismik desain. Hal ini berpengaruh pada besarnya *base shear* yang diterima SRPMK dengan besar *base shear* yang diterima dinding struktur.

2. Diafragma

Menurut pasal 7.3.1.2 SNI 1726:2019, diafragma pelat beton dengan perbandingan S/De sebesar 3 atau kurang pada struktur tanpa ketidakberaturan horizontal dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku.

3. Perletakkan

Tahapan yang dilakukan adalah mendefinisikan tipe perletakkan sesuai dengan kondisi aktual yang ada di lapangan (*engineering judgement*). Pada penelitian ini, pondasi yang digunakan adalah pondasi *spun pile*. Pertemuan kolom dengan *pile cap* dihubungkan secara

monolit, sehingga perletakkan dapat dikategorikan sebagai perletakkan jepit, karena pondasi dianggap menanggung distribusi momen dari kolom di atasnya.

3.5. Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur terdiri dari pembebanan gravitasi dan perhitungan pembebanan gempa. Perhitungan gravitasi dihitung dengan mengacu pada SNI 1727:2013 “Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur lain” (Setiawan & Imran, 2014).

1. Beban Mati:

Lantai : 120 kg/m^2

Atap : 100 kg/m^2

2. Beban Hidup (SNI 1727:2013, 2013):

Lantai : 250 kg/m^2

Atap : 120 kg/m^2

Selanjutnya dilakukan kombinasi terhadap pengaruh beban seismik yang didefinisikan sebagai $E = E_h \pm E_v$. Menurut pasal 7.4.2 pengaruh beban seismik dihitung sebagai berikut:

1. Pengaruh beban seismik vertikal: $E_v = 0,2 \times \text{SDS} \times D = 0,2 \times 0,645 \times 146593 \text{ kN} = 18910,50 \text{ kN}$

2. Pengaruh beban seismik horizontal: $E_h = \rho Q_e = 1,0 \times 7769,482 \text{ kN} = 7769,482 \text{ kN}$

3.6. Pemodelan Sendi Plastis

Pemasukan data sendi plastis pada model struktur bangunan sesuai dengan penentuan tempat terjadinya sendi plastis. Sendi plastis diharapkan terjadi pada balok utama dan kolom perletakkan. Untuk balok dikenakan beban momen arah sumbu lokal 3 (M3), sedangkan pada kolom dikenakan beban gaya aksial (P) dan momen (M) sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3 (PM2M3) dan beban gaya geser (V2V3).

3.7. Analisa *Nonlinear Time History*

Tahap selanjutnya dilakukan analisa *Nonlinear Time History*. Pada tahap ini, dilakukan input data rekam gempa *time history*. Analisa ini bertujuan untuk mengetahui besar *story drift ratio* pada saat gedung mengalami kondisi *ultimate*, sehingga selanjutnya dapat diketahui level performansi gedung. Gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah gempa dengan periode ulang 2500 tahun. Pada penelitian ini, rekam gempa yang digunakan adalah rekam gempa Chichi 1999 komponen North dan East yang kemudian dilakukan penyesuaian dengan respons spektrum untuk kota Surabaya untuk jenis tanah lunak.

4. HASIL ANALISIS

4.1. Kontrol Permodelan Struktur

4.1.1. Kontrol *Soft Story*

Menurut pasal 7.3.3.4 SNI 1726:2019, salah satu parameter yang digunakan untuk menentukan ketidakberaturan struktur adalah dengan memperhitungkan faktor *soft story*. *Soft story* adalah suatu kondisi ketika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Kontrol *soft story* pada gedung penelitian ini sebagai berikut:

1. Data kekakuan tiap lantai didapat dari *output* ETABS 2016.

2. Kontrol perhitungan:

$$\text{Kekakuan lt. 1 (k}_1\text{)} = 390490,282 \text{ kN/m} \quad ; \quad \text{Kekakuan lt. 2 (k}_2\text{)} = 385386,636 \text{ kN/m}$$

$$\text{Kekakuan lt. 3 (k}_3\text{)} = 380682,574 \text{ kN/m} \quad ; \quad \text{Kekakuan lt. 4 (k}_4\text{)} = 376231,118 \text{ kN/m}$$

$$k_1 > 70\% k_2 = 390490,282 > 70\% (385386,636) = 269770 \text{ (OK!!)}$$

$$k_1 > 80\% \bar{k} \text{ 3tingkat} = 390490,282 > 80\% \left(\frac{385386+380682+376231}{3} \right) = 304613 \text{ (OK!!)}$$

Hasil kontrol *soft story* pada tiap lantai gedung penelitian terdapat pada Tabel 2.

Tabel 2. Analisa Ketidakberaturan Struktur Vertikal (*Soft Story*)

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
32	117663,761		60956,876	
31	202951,279	OK	110550,945	OK
30	254554,775	OK	145768,016	OK
29	284204,996	OK	169992,858	OK
28	301653,362	OK	186669,007	OK
27	312179,954	OK	198201,702	OK
26	319556,063	OK	206633,648	OK
25	325814,142	OK	213577,372	OK
24	333574,374	OK	220455,669	OK
23	339914,739	OK	228006,345	OK
22-12	345810,527	OK	236776,564	OK
10	350776,71	OK	246848,858	OK
9	355007,83	OK	258134,091	OK
8	358854,945	OK	270473,289	OK
7	362484,875	OK	283753,595	OK
6	367821,337	OK	298100,627	OK
5	371918,355	OK	313414,131	OK
4	376231,118	OK	330217,061	OK
3	380682,574	OK	349056,343	OK
2	385386,636	OK	370792,159	OK
1	390490,282	OK	396506,588	OK

4.1.2. Pengecekan Partisipasi Massa

Pengecekan partisipasi ragam kombinasi struktur dimana yang tercatat pada pasal 7.9.1 SNI 1726:2019 terdapat perubahan partisipasi massa ragam harus lebih besar dari 90%. Pada penelitian ini dilakukan koreksi jumlah *mode shapes* yang awalnya 60 menjadi 90 sehingga didapatkan jumlah partisipasi massa seperti pada Tabel 3.

Tabel 3. Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	88	0,9999	0,9908
Modal	89	0,9999	0,9908
Modal	90	0,9999	0,9908

4.1.3. Kontrol Penskalaan Gempa

Tahap selanjutnya dilakukan kontrol penskalaan gempa. Menurut pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726:2019, apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100 % dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t . Perhitungan faktor skala yang telah dikoreksi ditunjukkan pada Tabel 4.

Tabel 4. Perhitungan Faktor Skala Gempa Respons Spektrum

Keterangan	X	Y	Unit
V	7769,4820	7769,4820	kN
V_t (Output ETABS)	2174,1207	2735,9699	kN
V_t/V	0,2798	0,3521	
Cek	NOT OK	NOT OK	
Faktor Skala	1,2258	1,2258	
Faktor Skala Baru	4,3807	3,4811	m/s ²
	4380,656	3481,059	mm/s ²

4.1.4. Kontrol Sistem Ganda

SNI 1726:2019 pasal 7.2.5.1 mensyaratkan bahwa untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu memikul paling sedikit 25 % gaya seismik desain. Tahanan gaya seismik total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Pengecekan dilakukan pada perhitungan berikut:

1. Gaya geser gempa dasar $V = 7769,482$ kN
2. Reaksi gaya gempa yang diterima dinding struktur arah X = 2229,26 kN
3. Reaksi gaya gempa yang diterima dinding struktur arah Y = 2185,79 kN

4. Presentase gaya gempa yang diterima dinding struktur arah X= 2229,26 / 7769,482= 28,69%
5. Presentase gaya gempa yang diterima dinding struktur arah Y= 2185,79/7769,482= 28,133%
6. Kontrol gaya seismik desain yang diterima dinding struktur = 28,692% < 75% (OK)

4.2. Perbandingan Gaya Geser Gempa Dasar

Berdasarkan hasil analisa dengan program ETABS 2016, dapat diketahui terdapat peningkatan gaya geser gempa dasar seperti pada Tabel 5.

Tabel 5. Perbandingan Gaya Geser Gempa Dasar

SNI 1726:2012	SNI 1726:2019	Perbandingan
7.622,888 kN	7.769,482 kN	1:1,02

4.3. Kontrol Simpangan Struktur

Setelah diketahui besar gaya geser gempa dasar yang didapat dari analisa gempa respons spektrum dan statik ekuivalen, perlu dilakukan pengecekan terhadap simpangan antar lantai mengacu pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.6 tentang penentuan simpangan antar tingkat (Putra & Lesmana, 2018). Perhitungan besar simpangan dihitung sebagai berikut:

$$\Delta n = \frac{(\delta_n - \delta_{n-1})Cd}{Ie} \leq \Delta a$$

Simpangan yang diizinkan (Δa) mengacu SNI 1726:2019 Tabel 20 yaitu untuk kategori resiko II menggunakan rumus $0,025h_{sx}$

$$\Delta a = 0,025 \times h_{sx} = 0,025 \times 3000 = 75 \text{ mm}$$

Hasil simpangan izin bangunan apartemen 34 lantai seperti pada Tabel 6.

Tabel 6. Kontrol Simpangan Struktur

Tinggi lantai (m)	Lantai	δ_n (mm)	Δn (mm)	Δa (mm)	Kontrol
3	L33	337,882	19,338	75	OK
3	L32	334,366	21,3565	75	OK
3	L31	330,483	24,079	75	OK
3	L30	326,105	27,214	75	OK
3	L29	321,157	30,481	75	OK
3	L28	315,615	33,77	75	OK
3	L27	309,475	37,004	75	OK
3	L26	302,747	40,15	75	OK
3	L25	295,447	43,2025	75	OK
3	L23	287,592	46,156	75	OK
3	L21	279,2	49,0105	75	OK
3	L20	270,289	51,7605	75	OK

Tabel 6. Kontrol Simpangan Struktur (Lanjutan)

Tinggi lantai (m)	Lantai	δn (mm)	Δn (mm)	Δa (mm)	Kontrol
3	L19	260,878	54,4225	75	OK
3	L18	250,983	57,013	75	OK
3	L17	240,617	59,5155	75	OK
3	L16	229,796	61,985	75	OK
3	L15	218,526	64,4105	75	OK
3	L12	206,815	66,803	75	OK
3	L11	194,669	69,201	75	OK
3	L10	182,087	71,687	75	OK
3	L09	169,053	74,404	75	OK
3	L08	155,525	74,5	75	OK
5,45	L07	141,412	125,314	136,25	OK
5,45	L06A	114,038	101,479	136,25	OK
5,45	L05A	85,465	104,345	136,25	OK
5,45	L03A	56,773	102,3	136,25	OK
5,45	L02A	29,437	118,4315	130	OK
5,2	L01	7,904	42,7955	100	OK
4	Base	0,123	0	0	OK

Berdasarkan Tabel 6, dapat diketahui bahwa simpangan struktur pada gedung yang telah didesain dengan menggunakan SNI 1726:2012, kemudian didesain ulang dengan menggunakan SNI 1726:2019 masih memenuhi persyaratan simpangan yang diizinkan.

4.4. Kontrol Drift Ratio dengan Analisa Nonlinear Time History

Tujuan analisa *Nonlinear Time History* adalah untuk menganalisis tingkat kegagalan dan *story drift ratio* pada gedung yang diteliti. Pada gedung 34 lantai, dilakukan pembebanan dinamis dalam periode 50 detik. Hal ini dikarenakan struktur gedung sudah mengalami fraktur yang menandakan bahwa *displacement* telah sampai pada kondisi *ultimate*. Untuk menentukan *drift ratio* yang dihasilkan memenuhi persyaratan maka digunakan batasan yang diatur sesuai dengan peraturan FEMA 356. Daerah yang diberi tanda silang merupakan daerah yang melampaui batasan yang sudah diatur, sedangkan daerah yang tidak disilang merupakan daerah yang diizinkan (FEMA 356: (2000), 2000).

Tabel 7. Penentuan Level Performansi Struktur

Periode Ulang	Performance Level			
	Operational Level	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
72 Tahun		x	x	x
225 Tahun			x	x
500 Tahun				x
2500 Tahun				
Drift Ratio (%)	0%	0% - 0,5%	0,5% - 1%	1% - 2%

4.4.1. Analisa *Drift Ratio*

Perhitungan besar *drift ratio* berasal dari besar simpangan *ultimate* dari analisa *Nonlinear Time History* yang selanjutnya dihitung sebagai berikut:

$$\mu = \frac{\Delta}{\frac{1}{2}h1 + \frac{1}{2}h2} = \frac{1.385,397 - 1.316,107}{\frac{1}{2}3000 + \frac{1}{2}3000} = 0,23\%$$

Berdasarkan Tabel 7 Penentuan Level Performansi Struktur, *drift ratio* terletak pada *range* 0% - 0,5%, sehingga termasuk pada level *Immediate Occupancy*.

Tabel 8. Perbandingan *Drift Ratio* Arah X

No	Lantai	Arah	<i>Drift Ratio</i> (2012)	<i>Drift Ratio</i> (2019)	Level
33	L33-ROOF	X	0,22%	0,23%	IO
32	L32	X	0,25%	0,26%	IO
31	L31	X	0,29%	0,30%	IO
30	L30	X	0,33%	0,35%	IO
29	L29	X	0,37%	0,39%	IO
28	L28	X	0,41%	0,43%	IO
27	L27	X	0,44%	0,47%	IO
26	L26	X	0,48%	0,50%	LS
25	L25	X	0,51%	0,54%	LS
23	L23	X	0,54%	0,56%	LS
21	L21	X	0,56%	0,59%	LS
20	L20	X	0,59%	0,62%	LS
19	L19	X	0,61%	0,64%	LS
18	L18	X	0,63%	0,66%	LS
17	L17	X	0,65%	0,68%	LS
16	L16	X	0,67%	0,70%	LS
15	L15	X	0,69%	0,72%	LS
12	L12	X	0,71%	0,74%	LS
11	L11	X	0,72%	0,76%	LS
10	L10	X	0,74%	0,78%	LS
9	L09	X	0,77%	0,81%	LS
8	L08	X	0,79%	0,83%	LS
7	L07	X	0,85%	0,89%	LS
6	L06B	X	0,85%	0,90%	LS
6	L06A	X	0,87%	0,91%	LS
5	L05B	X	0,87%	0,92%	LS
5	L05A	X	0,87%	0,92%	LS
3	L03B	X	0,86%	0,91%	LS
3	L03A	X	0,84%	0,89%	LS
2	L02B	X	0,81%	0,85%	LS
2	L02A	X	0,68%	0,72%	LS
1	L01	X	0,42%	0,44%	IO

Tabel 9. Perbandingan *Drift Ratio* Arah Y

No	Lantai	Arah	Drift Ratio (2012)	Drift Ratio (2019)	Level
33	L33-ROOF	Y	0,60%	0,63%	IO
32	L32	Y	0,63%	0,66%	LS
31	L31	Y	0,65%	0,69%	LS
30	L30	Y	0,68%	0,72%	LS
29	L29	Y	0,71%	0,75%	LS
28	L28	Y	0,74%	0,78%	LS
27	L27	Y	0,77%	0,81%	LS
26	L26	Y	0,79%	0,84%	LS
25	L25	Y	0,82%	0,86%	LS
23	L23	Y	0,84%	0,88%	LS
21	L21	Y	0,86%	0,90%	LS
20	L20	Y	0,88%	0,92%	LS
19	L19	Y	0,89%	0,94%	LS
18	L18	Y	0,90%	0,95%	LS
17	L17	Y	0,91%	0,96%	LS
16	L16	Y	0,91%	0,96%	LS
15	L15	Y	0,91%	0,96%	LS
12	L12	Y	0,91%	0,96%	LS
11	L11	Y	0,90%	0,94%	LS
10	L10	Y	0,88%	0,93%	LS
9	L09	Y	0,86%	0,90%	LS
8	L08	Y	0,83%	0,87%	LS
7	L07	Y	0,78%	0,82%	LS
6	L06B	Y	0,74%	0,78%	LS
6	L06A	Y	0,71%	0,75%	LS
5	L05B	Y	0,68%	0,71%	LS
5	L05A	Y	0,65%	0,68%	LS
3	L03B	Y	0,61%	0,64%	LS
3	L03A	Y	0,30%	0,32%	LS
2	L02B	Y	0,29%	0,31%	LS
2	L02A	Y	0,24%	0,26%	IO
1	L01	Y	0,15%	0,16%	IO

5. DISKUSI

Dari hasil analisa yang telah dibahas, Tabel 10 adalah rekapitulasi perbandingan gaya geser gempa dasar dan *drift ratio* pada gedung yang didesain dengan SNI 1726:2012 dan gedung yang didesain dengan SNI 1726:2019.

Tabel 10. Perbandingan Hasil Desain Struktur

Keterangan	SNI 1726:2012	SNI 1726:2019	Kenaikan
Gaya Gempa (kN)	7622,888	7769,482	1,02%
<i>Drift Ratio</i> (X) %	0,91	0,92	1%
<i>Drift Ratio</i> (Y) %	0,91	0,96	5,5%
Level Kinerja	LS	LS	-

Dari hasil perhitungan ulang gaya gempa dasar dengan analisa respons spektrum, didapatkan peningkatan gaya gempa sebesar 1,02. Faktor penambahan nilai ini dipengaruhi oleh total berat struktur gedung dan parameter percepatan spektral desain. Pertambahan nilai ini akan berpengaruh pada perhitungan tulangan elemen struktur dan simpangan struktur yang akan terjadi (Astawa, Tavio, & Raka, 2011).

Hasil analisa terhadap besar *drift ratio* antar tingkat dengan metode analisa *Nonlinear Time History*, dapat diketahui bahwa gedung yang telah didesain dengan menggunakan SNI 1726:2012, kemudian didesain ulang dengan menggunakan SNI 1726:2019 masih berada pada level *Immediate Occupancy* dan *Life Safety* (IO-LS). Hal ini menunjukkan bahwa gedung yang ditinjau memungkinkan untuk mengalami kerusakan pada komponen struktural maupun non-struktural saat gempa terjadi. Agar dapat menggunakan bangunan ini kembali, diperlukan perbaikan pada komponen struktural dan komponen non – struktural. Bangunan pada tingkat ini memiliki risiko yang rendah untuk membahayakan manusia yang ada didalamnya.

6. KESIMPULAN

Berdasarkan analisa dan pembahasan perencanaan gedung yang telah didesain dengan menggunakan SNI 1726:2012, kemudian didesain ulang dengan menggunakan SNI 1726:2019, dapat disimpulkan hal berikut:

1. Berdasarkan analisa gempa dengan peraturan SNI 1726:2019, didapatkan gaya geser dasar sebesar 7769,482 kN dengan penambahan nilai gaya geser gempa dasar (V) sebesar 1,02 dari peraturan SNI 1726:2012. Hal ini disebabkan karena terdapat penyesuaian koefisien – koefisien gempa seperti F_a , F_v , S_s , S_1 , dan PGA.
2. Dari hasil analisis *story drift ratio* dengan menggunakan peraturan SNI 1726:2012 yang kemudian didesain ulang dengan 1726:2019 dan mengacu pada analisa *Nonlinear Time History Analysis*, terdapat peningkatan sebesar 1% pada sumbu X dengan presentasi maksimum berada pada Lt.5, dan peningkatan sebesar 5,5% pada sumbu Y dengan presentase maksimum pada Lt.17. Hal ini disebabkan karena meningkatnya gaya geser gempa dasar, sehingga *displacement ultimate* yang terjadi bertambah besar.
3. Berdasarkan hasil analisa level performansi struktur, didapatkan bahwa struktur gedung yang telah didesain dengan menggunakan peraturan SNI 1726:2012, kemudian didesain ulang dengan menggunakan peraturan SNI 1726:2019 masih berada pada level *Immediate Occupancy* dan *Life Safety* (IO-LS), sehingga ketika terjadi gempa, gedung memiliki risiko yang rendah untuk membahayakan manusia didalamnya.

7. DAFTAR PUSTAKA

- Astawa, M. D., Tavio, & Raka. (2011). Elemen Struktur Hubungan Balok Beton Pratekan Parsial - Kolom Beton Bertulang Tahan Gempa yang Handal dan Daktail pada SRPMK. *INDONESIAN STRUCTURAL ENGINEERING AND MATERIAL SYMPOSIUM*, 1-9.
- ATC - 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. California: California Seismic Safety Commission.
- FEMA 356: (2000). (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. United States of America : FEMA.
- Handoko, C., & Setiawan, R. (2018). Kinerja Struktur Yang Direncanakan Berdasarkan Peraturan Gempa Tahun 2002 Terhadap SNI 1726:2012: Studi Kasus Struktur Hotel X Di Kupang. *Jurnal Dimesi Pratama Teknik Sipil*.
- Purba, H. (2014). Analisis Kinerja Struktur pada Bangunan Bertingkat Beraturan dan Ketidakberaturan Horizontal sesuai SNI 03-1726-2012. *Jurnal Teknik Sipil dan Lingkungan*, 710.
- Purwono, R. (2005). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: ITS Press.
- Putra, A., & Lesmana, C. (2018). Analisis Kelayakan Struktur Bangunan Publik 5 Lantai di Jakarta. *Jurnal Teknik Sipil Maranatha*.
- Setiawan, J., & Imran, I. (2014). Evaluasi Geser Dasar Minimum pada SNI 1726:2012. *Jurnal Teknik Sipil Maranatha*.
- SNI 1726:2019. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- SNI 1727:2013. (2013). *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- SNI 2847:2013. (2013). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Sunarjo, & Gunawan, T. (2012). Gempa Bumi. In *Gempa Bumi* (pp. 26-27). Jakarta: Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika.