TEKNIKA: Jurnal Teknik
VOL. 8 NO. 2 **E-ISSN: 2686-5416**

EVALUASI KINERJA STRUKTUR BANGUNAN TAHAN GEMPA PADA TANAH SEDANG DAN TANAH LUNAK DI KOTA PALEMBANG

Sapta*, Sari Farlianti
**Program Studi/Jurusan/Departemen, Fakultas Teknik, Nama Universitas IBA, Jln.Mayor Ruslan, Kota Palembang, Provinsi Sumatera-selatan, Indonesia*
**Email: saptaanwary@gmail.com*

ABSTRAK

Pada studi ini telah dilakukan analisa struktur baik kondisi elastis maupun kondisi inelastis terhadap struktur bangunan beton bertulang 20 lantai dikota palembang yang direncanakan di bangun dalam dua lokasi yang berbeda dengan kondisi tanah kelas situs (*site class*), yaitu: tanah sedang (*SD*) dan tanah lunak (*SE*), dimana data respon spektra yang digunakan mengacu pada RSA2021 dan penentuan parameter gempa menggunakan SNI 1726-2019. Studi ini dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui tingkat kinerja struktur pada saat menerima beban gempa rencana dan beban gempa yang melampaui beban gempa rencana. Metode yang digunakan pada studi ini adalah *Perfomance Base Design (PBD)* dengan penentuan titik kinerja (*perfomance point*) menggunakan metode *Capacity Spektrum Method (CSM) built in ETABS*. Hasil analisis yang dilakukan didapatkan Tingkat kinerja struktur di lokasi tanah sedang pada saat menerima beban rencana masih dalam batas elastis (IO) sedangkan pada tanah lunak telah melampaui batas elastis (IO-LS). Tingkat kinerja struktur baik yang berada dilokasi tanah sedang maupun tanah lunak pada saat mencapai *maximum ineslatic drift* (melampaui beban gempa rencana) masih dalam batasan IO-LS. Dari studi ini didapatkan perbedaan hasil, antara kriteria penerimaan ATC40 dengan hasil peninjauan degradasi yang terjadi pada struktur yaitu pada struktur di lokasi tanah lunak, dimana pada kriteria penerimaan ATC40 kinerja struktur IO, namun setelah di lakukan peninjauan terbentuknya sendi plastis kinerja struktur berubah menjadi IO-LS.

Kata kunci : *Perfomance Base Design,* Metode Spektrum Kapasitas, Titik Kinerja, Tingkat Kinerja

1. PENDAHULUAN

Kota palembang terletak 2^{O}59’27.99”LS 104 ^{O} 45’24.24”BT dengan ketinggian rata-rata 12 m dari permukaan laut, dimana kondisi tanah relatif rata dan rendah. Tempat yang agak tinggi berada di bagian Utara kota Palembang dengan kondisi tanah berbukit, dimana dalam penelitian ini disumsikan kelas situs tanah sedang (*SE*) dan daerah rendah khususnya daerah rawa (daerah genangan) diasumsikan kelas situs tanah lunak (*SE*).

Kota Palembang berdasarkan parameter respon spektra desain S_D dan S_1 yang ditentukan menggunakan Program RSA2021, dan berdasarkan SNI 1726-2019 termasuk dalam kategori gempa kuat dengan kategori desain seismik D (KDS D).

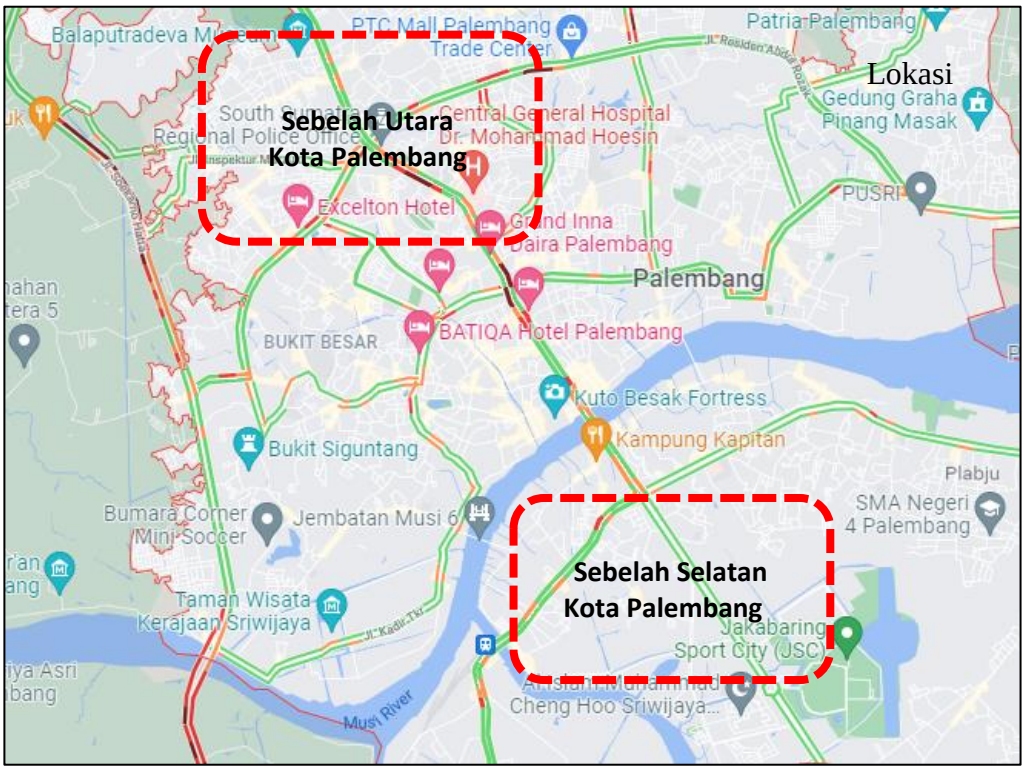
Pada studi ini dilakukan evaluasi kinerja dengan menggunakan metode perencanaan bebasis kinerja (*perfomnace base design*) terhadap struktur bangunan beton bertulang tahan gempa yang dimodelkan sebagai struktur portal terbuka (*open frame*) dengan jumlah tingkat 20 lantai. Metode *Perfomnace Base Design* selanjutnya disingkat Metode PBD merupakan proses yang dapat digunakan dalam melakukan perencanaan bangunan baru dengan sasaran kinerja yang didinginkan dan dapat digunakan untuk mengevaluasi bangunan yang sudah ada sebagai dasar perkuatan atau perbaikan struktur untuk menghasilkan struktur dengan tingkat kinerja yang diinginkan. Sasaran kinerja yang dimaksud *Immediate Occupancy (IO), Life-Safety (LS), dan Collapse Preventio (CP).*

Tujuan dari studi ini adalah untuk mendapatkan kinerja struktur yang direncanakan dengan menggunakan respon spektra disain pada kondisi tanah sedang dan menggunakan respon spektra disain pada kondisi tanah lunak.

2. METODE PENELITIAN

2.1. Lokasi Penelitian (*Jelaskan rinci, kalau perlu tanggal dan lokasi*)

Lokasi studi ini dilakukan di kota Palembang (Gambar 2) dengan kelas situs tanah lunak diasumsikan sebagai pada daerah timbunan (bekas daerah rawa/genangan) seperti daerah Jakabaring (sebelah Selatan Kota Palembang), sedangkan untuk kelas situs tanah sedang pada daerah tanah berbukit, seperti daerah KM 5 dan KM 6 (sebelah Utara Kota Palembang).



Gambar 1. Lokasi studi

2.2. Metode yang digunakan

Pada studi ini untuk mendapatkan titik kinerja digunakan metode *Capacity Spectrum Method* (CSM) untuk mendapatkan titik perpotongan (*perfomance point*) antara spektrum kapasitas dan spektrum kebutuhan yang merupakan titik kinerja.

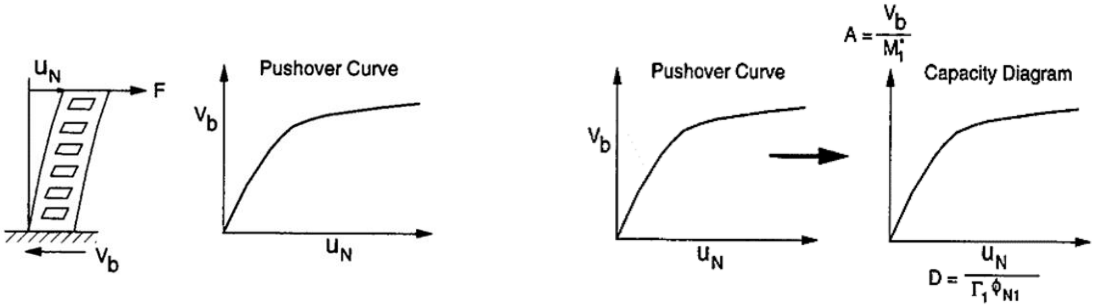
Metode CSM secara khusus sudah ada dalam program SAP2000 dan ETABS, proses konversi kurva kapasitas ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis di dalam program tersebut.

2.2.1. Spektrum kapasitas (*Capacity Spectrum*)

Spektrum kapasitas merupakan diagram kapasitas (*capacity diagram*) yang menggambarkan hubungan percepatan dan perpindahan respon spektrum (ADRS) hasil konversi kurva kapasitas yang memperhitungan kondisi inelastis struktur (lihat Gambar 2.b).

Kurva kapasitas dimaksud disebut juga *pushover curve* yang merupakan hasil iterasi beban dorong statik dengan menggunakan perangkat komputer sampai mencapai kondisi nonlinier (lihat

Gambar 2.a), untuk dapat merealisasikan kondisi bangunan nyata pada saat menerima beban lateral akibat gempa.

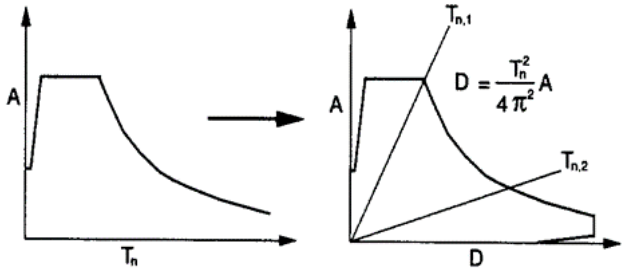


(a) (b)

Gambar 2. Penentuan spektrum kapasitas: (a) *Pushover Analysis* menghasilkan kurva kapasitas (*pusover curve*); (b) Konversi kurva kapasitas format V-U ke diagram kapasitas format A-D.

2.2.2. Spektrum kebutuhan (*Demand Spectrum)*

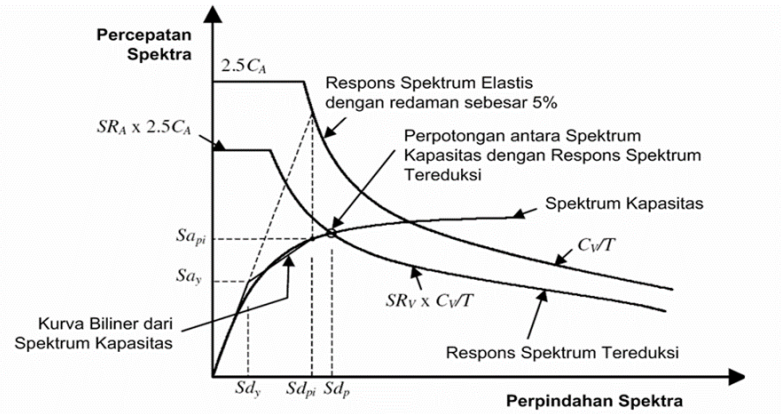
Demand spektrum merupakan diagram kebutuhan (*demand diagram*) yang menggambarkan hubungan percepatan dan perpindahan respon spektrum (ADRS) hasil konversi elastik respon spektrum dari format standar ke format A-D (lihat Gambar 3).



Gambar 3. Konversi elastik respon spektrum dari format standar ke format A-D

2.2.3. Titik kinerja (*Perfomance Point)*

Titik kinerja merupakan titik perpotongan antara Spektrum Kapasitas dengan Respon Spektrum tereduksi (lihat Gambar 4).



Gambar 4. Konversi *elastic demand* diagram ke *in-elastic demand* diagram dan *perfomance point* (FEMA 356, 2000)

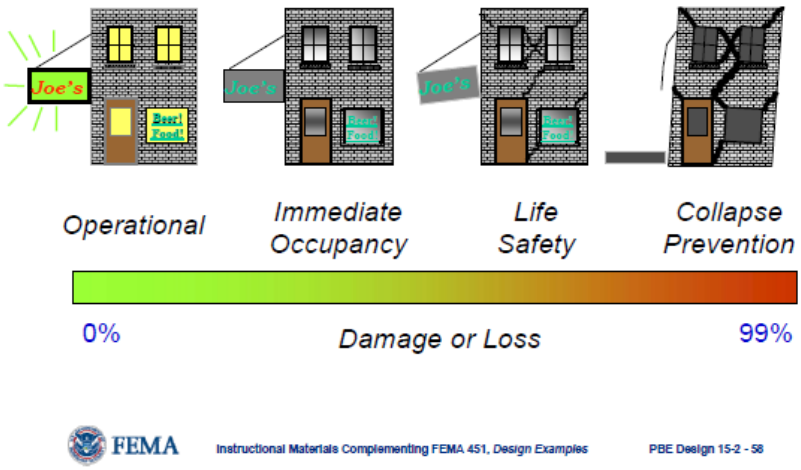
2.3. Tingkat Kinerja (*Perfomance Level*)

Tingkat kinerja adalah suatu batasan tingkat kerusakan bangunan yang menggambarkan tingkat resiko, berupa resiko keselamatan (*life*), kesiap pakaian (*occupancy*), dan kerugian akibat kerusakan yang terjadi akibat terjadinya gempa. Resiko tersebut merupakan akibat yang timbul dari kerusakan fisik bangunan (struktural dan non struktural) pasca gempa terjadi.

Berdasarkan NEHRP (*National Earthquake Hazards Reduction Program*), tingkat kerusakan bangunan dibagi dalam beberapa tingkatan yang merupakan dsar dalam penentuan tingkat kinerja yang diinginkan sebagaimana ditunjukan pada Gambar 5, yaitu:

1) ***Operational***
   Dapat digunakan kembali, dimana kondisi fisik bangunan tidak mengalami kerusakan struktural maupun non-struktural pasca gempa terjadi.
2) ***Immediate Occupancy*** **(IO)**
   Segera dapat digunakan, dimana kondisi fisik bangunan tidak mengalami kerusakan berarti, dimana kekuatan dan kekakuan strukturnya kira-kira hampir sama sebelum gempa.
3) ***Life Safety*** **(LS)**
   Keselamatan penghuni terjamin, dimana terjadi kerusakan struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan.
4) ***Collape Prevention*** **(CP)**
   Terhindar dari keruntuhan, di mana kerusakan yang signifikan pada komponen struktural dan non strukrural. Kekuatan dan kekauannya berkurang banyak, hampir runtuh.

Selain dari keempat batas kinerja diatas, terdapat suatu rentangkinerja yaitu ***Damage Control*** yang merupakan rentang kinerja antara *IO* dan *LS*, serta *Limited Safety* yang merupakan rentang kinerja yang berlaku diantara LS dan batas *Structural Stability= Collapse Prevention*.



Gambar 5. Batasan tingkat kinerja

2.4. Kriteria penerimaan

Tingkat kinerja struktur secara global dapat diperlihatkan dari hasil perbandingan *interstory drift* pada *performance point* terhadap tinggi total struktur bangunan (*roof drift ratio*), kemudian *roof drift ratio* tersebut disesuaikan dengan kriteria yang diberikan ATC-40, seperti tertuang dalam Tabel 1.

Tabel 1
Deformation limit berdasarkan ATC 40

Interstory drift limit	*Performance level*			
	Immediate Occupancy (elastic)	*Damage control*	*Life safety*	*Structural stability*
Maximum total drift	*0,01*	*0,01-0,02*	*0,02*	*0,33 Vi/Pi*
Maximum Inelastic drift	*0,005*	*0,005-0,015*	*No limit*	*No limit*

Maximum total drift pada Tabel 1 mempresentasikan *roof drift ratio* yang merupakan perbandingan antara *interstory drift* pada *performance point displacement* terhadap tinggi total struktur bangunan, sebagaimana ditunjukan pada persamaan berikut,

$$roof\ drift\ ratio = \frac{roof\ drift}{H} \qquad \text{..... Pers. 1}$$

Keterangan:
Roof drift = simpangan pada titik kinerja
H = tinggi struktur bangunan

Maximum inelastic drift pada Tabel 1 didefinisikan sebagai *maximum total drift* diluar titik leleh effektif yang merupakan perbandingan antara *inelastic displacement stucture* terhadap tinggi total struktur bangunan, sebagaimana ditunjukan pada persamaan berikut,

$$inelastic\ drift\ ratio = \frac{C_d/I_e \cdot \delta_x}{H} \qquad \text{..... Pers. 2}$$

Keterangan:
Cd = faktor pembesar simpangan
Ie = faktor keutamaan bangunan
δx = *elastic displacement*
H = tinggi struktur bangunan

Selain itu kriteria penerimaan juga ditentukan berdasakan deformasi dari komponen struktur seperti balok dan kolom, yaitu terbentuknya sendi plastis pada ujung-ujung balok dan pada ujung-ujung kolom pada perletakan. Kriteria penerimaan ini dilakukan secara otomatis oleh program komputer dalam studi ini menggunakan ETABS, namun sebelumnya perlu dilakukan pendefinisian terhadap komponen balok dan kolom, sebagai berikut.

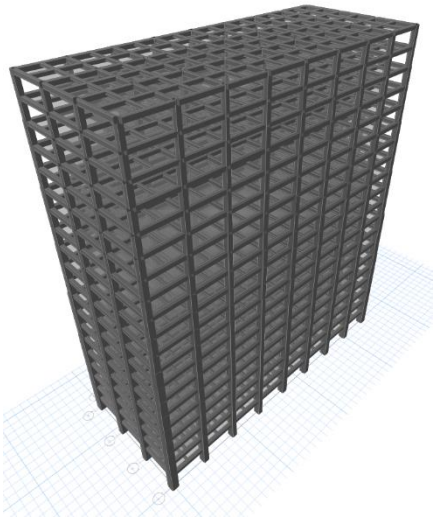
1) Pendefinisian sendi plastis pada balok
Sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung balok direncanakan akibat momen pada arah lenturnya, sehingga sendi plastis pada balok ditentukan sebagai di *default M3*-0 dan *M3-1*

2) Pendefinisian sendi plastis pada kolom
Sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung kolom direncanakan akibat adanya adanya lentur dan tekan pada kedua arah bekerjanya gempa, sehingga sendi plastis pada kolom ditentukan sebagai di *default PM2M3*-0 dan *PM2M3-1* .

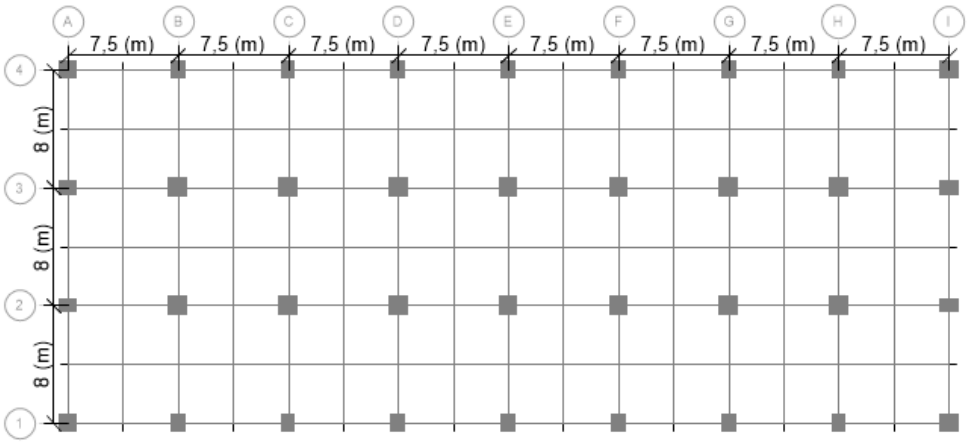
3. STUDI DAN PEMBAHASAN

3.1. Pemodelan struktur

Struktur bangunan pada studi kasus ini menggunakan model bangunan gedung struktur beton bertulang 20 lantai dengan fungsi bangunan untuk hotel dengan tinggi lantai 1 4m dan tinggi lantai berikutnya sampai dengan lantai atap 3,5m sedangkan panjang dan lebar bangunan 24 m x 60 m (Gambar 6 dan 7). Struktur bangunan dimodelkan sebagai struktur portal terbuka dengan perletakan jepit pada balok pengikat.



Gambar 6. Persfektif model struktur



Gambar 7. Konfigurasi balok dan kolom

A. Data material

Mutu beton yang digunakan pada studi ini yaitu, fc'= 40 Mpa dan mutu baja tulangan menggunakan fy= 400 Mpa dengan E= 200.000 Mpa.

B. Dimensi pelat, balok dan kolom

Pada studi ini pelat lantai dimodelkan sebagai *membrane* dengan ketebalan 125mm untuk pelat lantai dan 120mm untuk pelat atap sedangkan untuk dimensi balok dan kolom dapat dilihat pada Tabel 2 dan Tabel 3.

Tabel 2
Dimensi penampang balok

Balok/lokasi	Dimensi (mm)	Lantai	Panjang bentang (m)
Balok Anak Arah-y	300x500	1 sd. roof	8,00
Balok Anak Arah-x	250x400	1 sd. Roof	7,50
Balok Induk			
Grid A dan I	500x750	1 sd. Roof	8,00
Grid 1 dan 4	500x750		7,50
Balok induk Grid B sd. H	400x650	1 sd. Roof	8,00
Balok induk Grid 2 dan 3	450x600	1 sd. 3	7,50
Balok induk Grid 2 dan 3	400x600	4 sd. roof	7,50

Tabel 3
Dimensi penampang kolom

Lokasi	Dimensi (mm)	Lantai	Tinggi kolom (m)
Kolom sudut dan kolom susut	1300x1300	1	4,00
		2 sd. 6	3,50
	1200x1200	7 sd. 9	3,50
	1000x1000	10 sd. 12	3,50
	900x900	13 sd. 15	3,50
	800x800	16 sd. 18	3,50
	700x700	19 sd .roof	3,50
Kolom tepi	1000x1300	1	4,00
		2 sd. 6	3,50
	1000x1200	7 sd. 9	3,50
	1000x1100	10 sd. 12	3,50
	900x900	13 sd. 15	3,50
	800x800	16 sd. 18	3,50
	700x700	19 sd .roof	3,50

C. Pembebanan struktur dan massa bangunan

Struktur direncanakan menahan beban mati, beban mati tambahan, beban hidup berdasarkan SNI 1727-2020 dan beban gempa berdasarkan SNI 1726-2019, sebagai berikut:

Pembebanan Gravitasi:

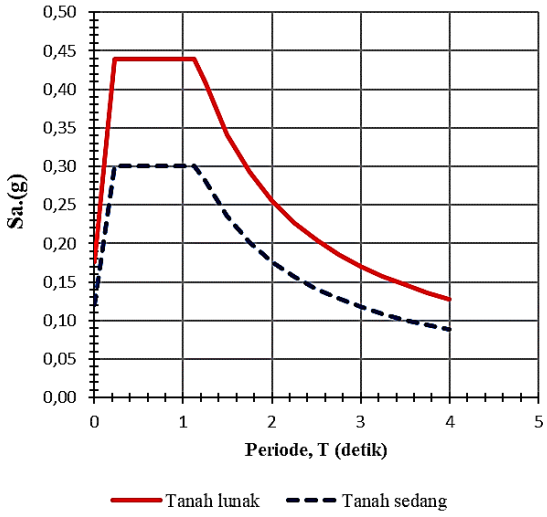
1) Berat sendiri struktur (pelat, balok dan kolom) dengan berat satuan volume 23,536 kN/m^3
2) Beban mati tambahan (SIDL)
   - Lantai = 2,87 kN/m^2
   - Atap = 2,55 kN/m^2
3) Beban hidup (LL)
   - Lantai 1 sd 3 = 4,79 kN/m^2
   - Lantai 4 sd 19 = 1,92 kN/m^2
   - Atap = 0,96 kN/m^2

Untuk perhitungan massa bangunan digunakan beban mati (berat sendiri+beban tambahan) 100%, untuk beban hidup direduksi menjadi 25%.

Pembebanan Gempa:

Kondisi tanah lunak:
S_S = 0,2869. g
S_1 = 0,2525. g
F_A = 2,2968
F_V = 3,0374
S_{MS} = 0,6589. g
S_{M1} = 0,7670. g
T_O = 0,2328 sec.
T_S = 1,1641 sec.
S_{DS} = 0,4392. g
S_{D1} = 0,5113. g

Kondisi tanah sedang:
S_S = 0,2869. g
S_1 = 0,2525. g
F_A = 1,5705. g
F_V = 2,0950. g
S_{MS} = 0,4505. g
S_{M1} = 0,5290. g
T_O = 0,2348 sec.
T_S = 1,1742 sec.
S_{DS} = 0,3003.g
S_D = 0,3527. g



Gambar 8. Diagram respon spektra

Berdasarkan dari fungsi bangunan dan data diatas (SNI 1726-2019, Tabel 20) diadapatkan parameter gempa, sebagai berikut:
C_d = 5,5
R = 8
Ωo = 3

Kombinasi beban berdasarkan SNI 2847-2019, sebagai berikut:
1) 1,4 D
2) 1,2D + 1,6L
3) 1,2D + 1,0L ± Ex ± 0,3Ey
4) 0,9D ± Ex ± 0,3Ey

D. Analisa modal (*eigen-value*)
Analisa modal diperlukan untuk mengetahui perilaku dinamis bangunan dan periode getar alami fundamental struktur.

Tabel 4.a
Periode ragam getar dan frekwensi (*non-crack*)

Mode	Period T Sec	Frequency 1/T Cyc/sec	CircFreq ω rad/sec	Eigenvalue ω^2 rad2/sec2
1	2,651	0,377	2,3701	5,6175
2	2,231	0,448	2,8166	7,9332
3	2,079	0,481	3,0223	9,1343
4	0,889	1,125	7,0693	49,9754
5	0,773	1,294	8,1324	66,1356
6	0,72	1,389	8,7272	76,1648
7	0,499	2,004	12,5892	158,4878
8	0,447	2,236	14,0478	197,3399
9	0,418	2,394	15,0401	226,2059
10	0,331	3,024	19,0019	361,0725
11	0,304	3,285	20,6409	426,0461

Tabel 4.b
Periode ragam getar dan frekwensi (*crack*)

Mode	Period T Sec	Frequency 1/T Cyc/sec	CircFreq ω rad/sec	Eigenvalue ω^2 rad2/sec2
1	4,14	0,242	1,5176	2,3032
2	3,43	0,292	1,8317	3,355
3	3,179	0,315	1,9762	3,9053
4	1,351	0,74	4,651	21,6322
5	1,18	0,847	5,3241	28,346
6	1,087	0,92	5,7783	33,3892
7	0,738	1,355	8,5118	72,4515
8	0,665	1,503	9,4458	89,2236
9	0,617	1,621	10,1832	103,6976
10	0,472	2,12	13,3213	177,4558
11	0,44	2,274	14,2882	204,1538

Tabel 5
Modal load participation ratios

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99,96	91,72
Modal	Acceleration	UY	99,97	91,2
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Dari Tabel 5 menunjukan bahwa pada Mode 11 nilai partisipasi > 90%, artinya peninjauan ragam getar memenuhi SNI 1726-2019, Ps. 7.9.1.

Untuk mencegah penggunaan struktur yang gedung yang terlalu fleksibel, waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan hasil analisa yang menggunakan persamaan yang terdapat di SNI 1726-2019 pa. 7.8.2, batasan T pada studi ini didapatkan sebesar:

Batas bawah, Ta = 2,15 sec.
Batas atas, Tmax = 3,005 sec.

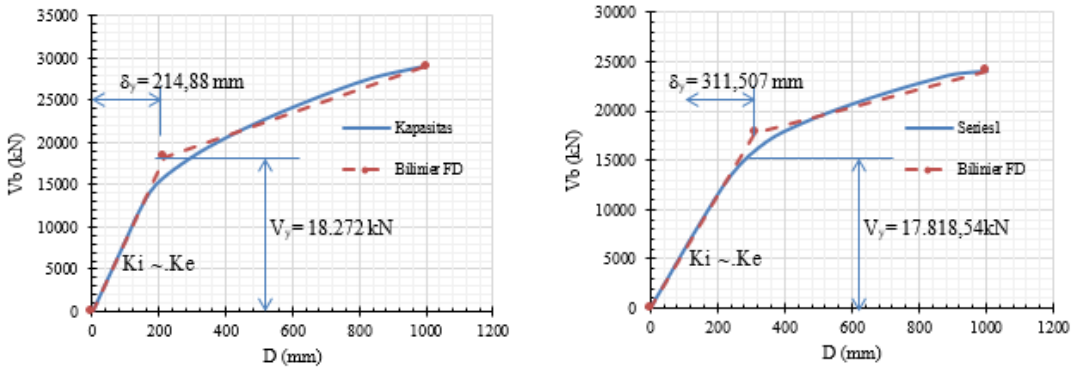
Dari Tabel 4.a dapat disimpulkan waktu getar alami fundamental struktur telah memenuhi batas bawah-batas atas, yaitu: Ta ≤ T ≤ Tmax, sehingga pada studi ini digunakan T= 2,651 sec untuk arah pendek, dan T= 2,232 sec untuk arah memanjang.

Selanjutnya pada Tabel 5, terlihat bahwa *Modal load participation ratios*> 90% pada arah x dan arah y, ini menunjukan bahwa ragam pertama struktur dominan sesuai untuk *pushover analisis.*

3.2. Hasil pemeriksaan kinerja struktur

3.2.1. Kurva Kapasitas

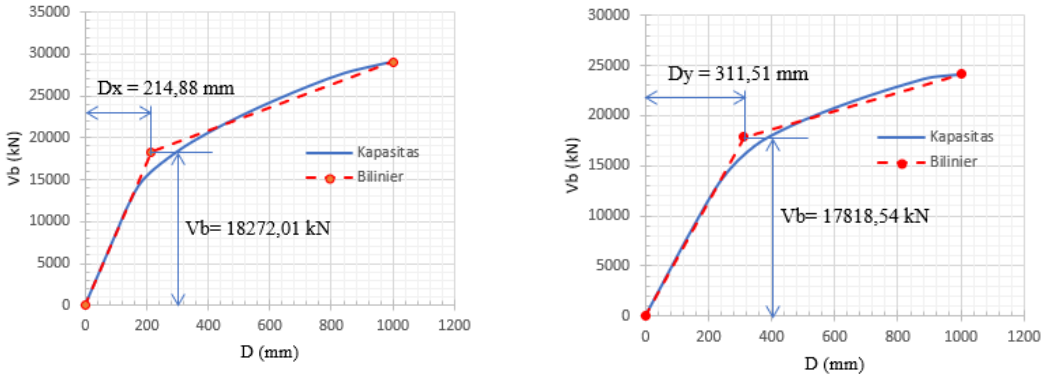
Kurva kapasitas dari hasil analisa *pushover* pada studi ini menggunakan beban dorong respon spektrum dengan faktor skala yang terkoreksi 100% terhadap beban statik ekivalen.



(a) (b)

Gambar 9. Kurva kapasitas struktur bangunan tanah sedang: (a) portal arah arah memanjang; (b) portal arah pendek

Pada Gambar 9, kurva kapasitas tanah sedang terindikasi kekakuan awal (Ki) dengan kekakuan akhir (Ke) berhimpit, dimana waktu getar alami tidak mengalami perubahan sampai tercapai kondisi leleh, jadi waktu getar alami fundamental efektif (Te) sebanding dengan waktu getar fundamental elastis (Ti). Ti adalah waktu getar fumdamental kondisi *crack* (lihat Tabel 4.b).



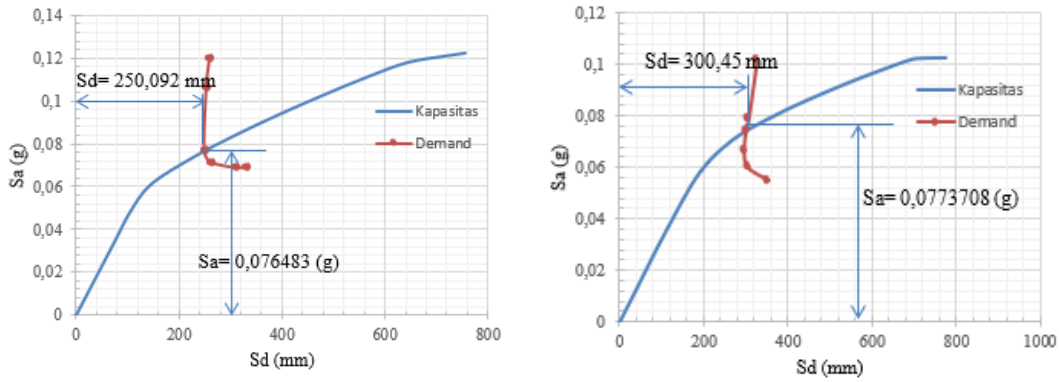
(a) (b)

Gambar 10. Kurva kapasitas struktur bangunan pada tanah lunak: : (a) portal arah arah memanjang; (b) portal arah pendek

Selanjutnya pada Gambar 10, kurva kapasitas tanah sedang terindikasi kekakuan awal (Ki) dengan kekakuan akhir (Ke) berhimpit, dimana waktu getar alami tidak mengalami perubahan sampai tercapai kondisi leleh, jadi waktu getar alami fundamental efektif (Te) sebanding dengan waktu getar fundamental elastis (Ti). Ti adalah waktu getar fumdamental kondisi *crack* (lihat Tabel 4.b).

Kurva kapasitas dari hasil analisa *pushover* pada studi ini menggunakan beban dorong respon spektrum dengan faktor skala yang terkoreksi 100% terhadap beban statik ekivalen.

3.2.2. *Perfomance point*

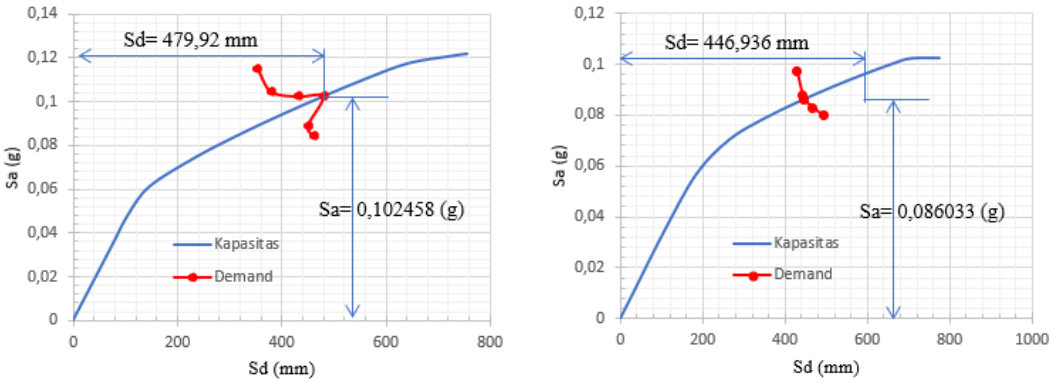


(a) (b)

Gambar 11. Diagram kapasitas vs demand struktur bangunan pada tanah sedang: (a) portal arah memanjang; (b) portal arah pendek

Dengan pilihan *plot Type* FEMA 440 EL dan SF = 9806,5 mm/sce^2 pada Etabs didapatkan target perpindahan pada portal arah memanjang (lihat Gambar 11.a) sebesar δt=320,639 mm dan geser dasar Vb= 18.787,66 kN ≃Vy (lihat Gambar 9.a), maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur dalam arah memanjang saat menerima beban gempa rencana telah mengalami kondisi in-elastis.

Dengan cara yang sama didapatkan target perpindahan pada portal arah pendek (lihat Gambar 11.b) sebesar δt= 389.671 mm dan geser dasar Vb= 17724,986 kN < Vy (lihat Gambar 9.b), maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur dalam arah pendek saat menerima beban gempa rencana masih dalam kondisi elastis.



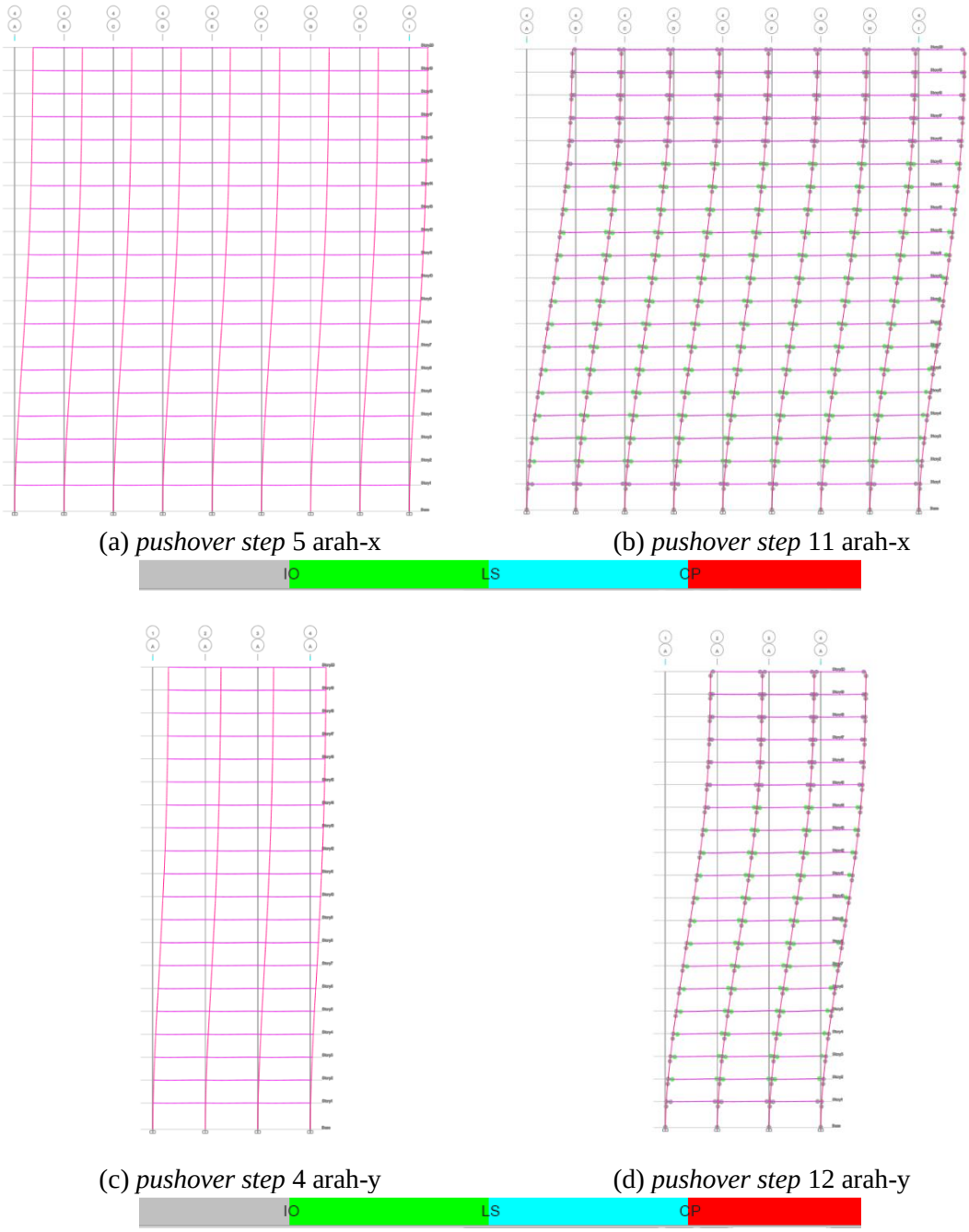
(a) (b)

Gambar 12. Diagram kapasitas vs demand struktur bangunan pada tanah lunak: (a) portal arah memanjang; (b) portal arah memendek

Dengan cara yang sama pada Etabs didapatkan target perpindahan pada portal arah memanjang (lihat Gambar 12.a) sebesar δt= 618,233 mm dan geser dasar Vb= 24.444,10 kN > Vy (lihat Gambar 10.a), maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur dalam arah memanjang saat menerima beban gempa rencana telah mengalami kondisi in-elastis.

Dengan cara yang sama didapatkan target perpindahan pada portal arah pendek (lihat Gambar 12.b) sebesar δt= 573.989 mm dan geser dasar Vb= 20.443,62 kN > Vy (lihat Gambar 10.b), maka berdasarkan metode spektrum kapasitas perilaku struktur dalam arah memanjang saat menerima beban gempa rencana telah mengalami kondisi in-elastis.

3.2.3. Distribusi sendi plastis pada tanah sedang



(a) *pushover step* 5 arah-x (b) *pushover step* 11 arah-x

(c) *pushover step* 4 arah-y (d) *pushover step* 12 arah-y

Gambar 13. Distribusi sendi plastis pada tanah sedang

Struktur bangunan rencana baik portal arah memanjang dan arah pendek yang memenuhi kriteria *beam-sway mechanisme*, dimana dari hasil *pushover analysis* sendi plastis tidak terjadi pada kolom yang dapat menimbulkan *soft story*.

Tabel 6
Distribusi sendi plastis pada tanah sedang arah-memanjang

Step	Monitored displacement mm	Base Force kN	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3800	0	0	0	3800
1	100	8503,2864	3800	0	0	0	3800
2	137,734	11711,913	3800	0	0	0	3800
3	191,611	15088,759	3800	0	0	0	3800
4	296,91	18255,841	3800	0	0	0	3800
5	399,151	20547,319	3800	0	0	0	3800
6	510,142	22638,57	3720	80	0	0	3800
7	618,232	24444,094	3358	442	0	0	3800
8	733,813	26208,01	3148	652	0	0	3800
9	844,204	27679,528	3034	766	0	0	3800
10	951,413	28633,816	2948	852	0	0	3800
11	1000	29024,636	2924	876	0	0	3800

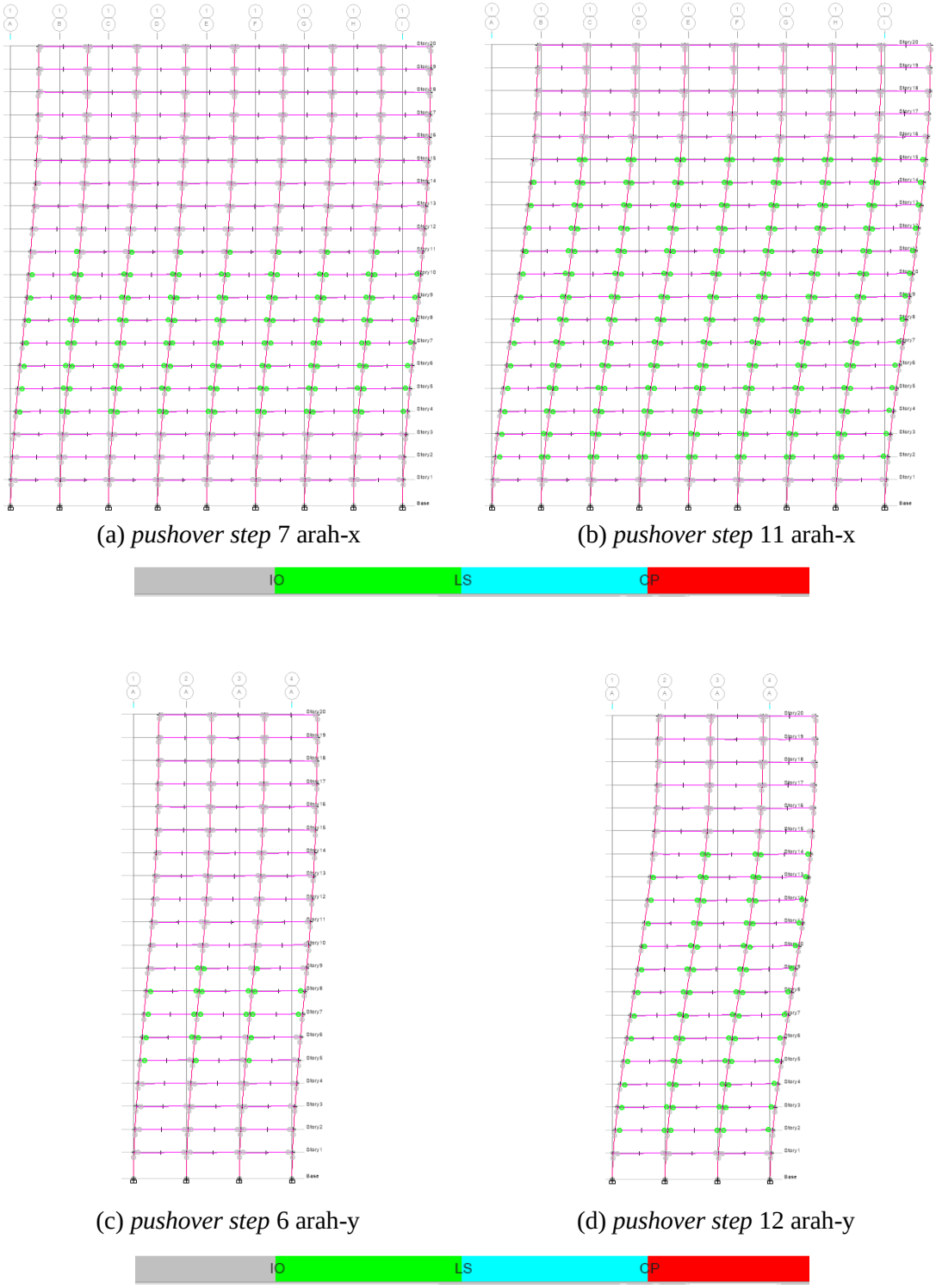
Berdasarkan Tabel 6, target perpindahan atap sebesar δ_t = 320,639 mm dan gaya geser dasar Vb = 18787,66 kN terjadi antara step 4 dan 5 dimana pada step 5 δ > 399,151 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur tidak ada yang melampaui *Immediate Occupancy* (IO).

Tabel 7
Distribusi sendi plastis pada tanah sedang arah-pendek

Step	Monitored displacement mm	Base Force kN	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3800	0	0	0	3800
1	41,4	2421,429	3800	0	0	0	3800
2	141,4	8267,887	3800	0	0	0	3800
3	244,216	13714,99	3800	0	0	0	3800
4	344,912	16925,23	3800	0	0	0	3800
5	447,781	18763,3	3800	0	0	0	3800
6	550,769	20171,82	3662	138	0	0	3800
7	659,341	21442,84	3522	278	0	0	3800
8	763,701	22541,46	3351	449	0	0	3800
9	875,206	23589,14	3255	545	0	0	3800
10	886,136	23686,15	3255	545	0	0	3800
11	923,577	23892,87	3224	576	0	0	3800
12	1000	24104,34	3181	619	0	0	3800

Berdasarkan Tabel 7, target perpindahan atap sebesar δ_t = 389,671 mm dan gaya geser dasar Vb= 17724,986 kN terjadi antara step 4 dan 5 dimana pada step 5 δ > 389.671 mm dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur tidak ada yang melampaui *Immediate Occupancy* (IO).

3.2.4. Distribusi sendi plastis pada tanah lunak



(a) *pushover step* 7 arah-x (b) *pushover step* 11 arah-x

(c) *pushover step* 6 arah-y (d) *pushover step* 12 arah-y

Gambar 14. Distribusi sendi plastis pada tanah sedang

Sebagaimana pada tanah sedang, struktur bangunan rencana baik portal arah memanjang dan arah pendek yang memenuhi kriteria *beam-sway mechanisme*, dimana dari hasil *pushover analysis* sendi plastis tidak terjadi pada kolom yang dapat menimbulkan *soft story*.

Tabel 8
Distribusi sendi plastis pada tanah sedang arah-memanjang

Step	Monitored displacement mm	Base Force kN	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3800	0	0	0	3800
1	100	8503,2864	3800	0	0	0	3800
2	137,734	11711,9127	3800	0	0	0	3800
3	191,611	15088,7587	3800	0	0	0	3800
4	296,91	18255,8409	3800	0	0	0	3800
5	399,151	20547,3187	3800	0	0	0	3800
6	510,142	22638,5699	3720	80	0	0	3800
7	618,232	24444,0943	3358	442	0	0	3800
8	733,813	26208,0104	3148	652	0	0	3800
9	844,204	27679,5275	3034	766	0	0	3800
10	951,413	28633,8157	2948	852	0	0	3800
11	1000	29024,6356	2924	876	0	0	3800

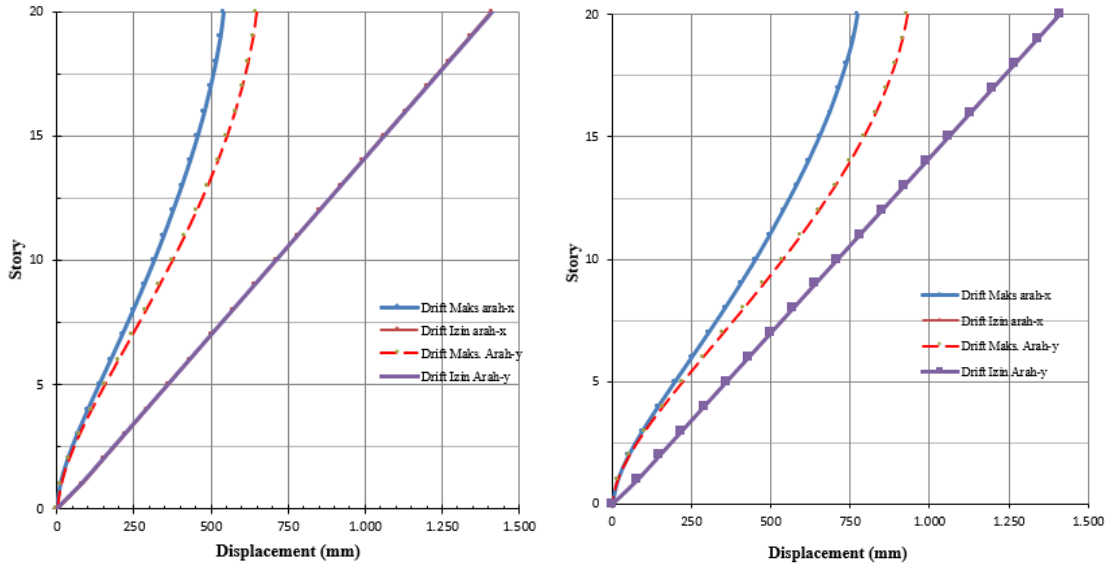
Berdasarkan Tabel 8, target perpindahan atap sebesar δ_t = 618,233 mm dan gaya geser dasar Vb = 24.444,10 kN terjadi pad step 7 dimana pada step 7 kinerja yang diperlihatkan oleh struktur adalah IO-LS dimana jumlah sendi plastis yang lele adalah 442 sendi.

Tabel 9
Distribusi sendi plastis pada tanah sedang arah-pendek

Step	Monitored displacement mm	Base Force kN	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3800	0	0	0	3800
1	41,4	2421,4294	3800	0	0	0	3800
2	141,4	8267,8865	3800	0	0	0	3800
3	244,216	13714,9863	3800	0	0	0	3800
4	344,912	16925,232	3800	0	0	0	3800
5	447,781	18763,2966	3800	0	0	0	3800
6	550,769	20171,8242	3662	138	0	0	3800
7	659,341	21442,8365	3522	278	0	0	3800
8	763,701	22541,4586	3351	449	0	0	3800
9	875,206	23589,1387	3255	545	0	0	3800
10	886,136	23686,1522	3255	545	0	0	3800
11	923,577	23892,8704	3224	576	0	0	3800
12	1000	24104,3398	3181	619	0	0	3800

Berdasarkan Tabel 7, target perpindahan atap sebesar δ_t = 573,989 mm dan gaya geser dasar Vb= 20.443,61 kN terjadi pada step 6 dan 7 dimana pada step 67 $\delta > \delta_t$ dan kinerja yang diperlihatkan oleh struktur tidak ada yang melampaui melampaui *Life Safety* (LS).

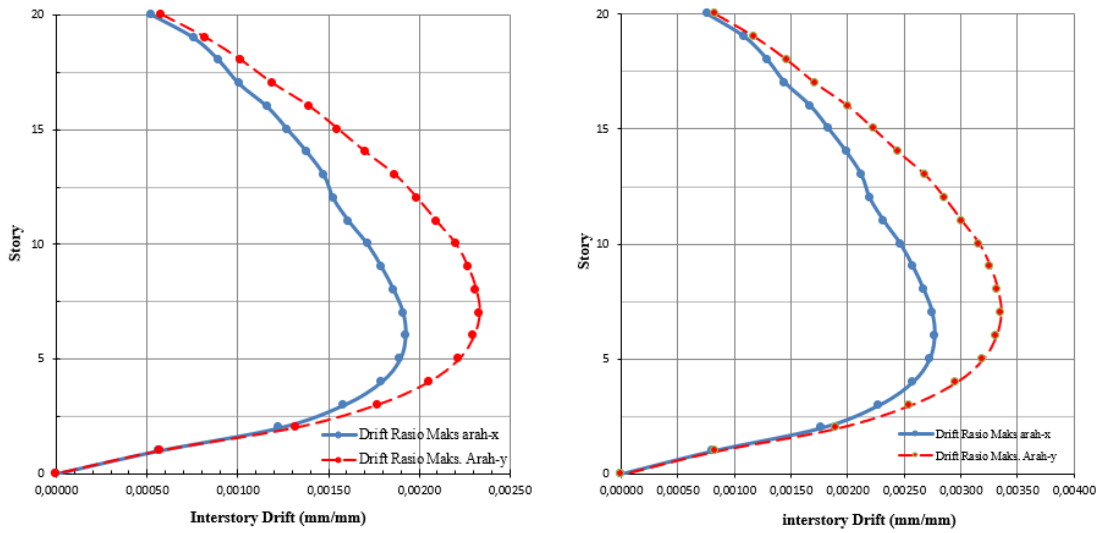
3.2.5. Perpindahan atap dan interstorydrift



(a) (b)

Gambar 15. Perpindahan atap: (a) struktur dengan lokasi kelas situs tanah sedang (*SD*); (b) struktur dengan lokasi kelas situs tanah lunak (*SE*)

Nilai perpindahan atap struktur dengan lokasi kelas situs tanah sedang (*SD*), arah portal memanjang sebesar 538,88 mm dan arah portal pendek sebesar 647,92 mm. sedangkan pepindahan atap struktur dengan lokasi kelas situs tanah lunak (*SE*), arah portal memanjang sebesar 774,52 mm dan arah portal pendek sebesar 931,16 mm.



(a) (b)

Gambar 16. *Interstrory drift:* (a) struktur dengan lokasi kelas situs tanah sedang (*SD*); (b) struktur dengan lokasi kelas situs tanah lunak (*SE*)

Simpangan antar tingkat berdasarkan SNI 1726-2019 dibatasi sebesar 2% dari tinggi antar tingkat (*interstory drift*), dengan tujuannya mencegah terjadinya keruntuhan struktur bangunan yang mengakibatkan korban jiwa dan mencegah benturan antar gedung yang berdekatan. Dari Gambar 16 *interstory drift* yang terjadi masih memenuhi batasan.

3.3. Tingkat kinerja (*Perfomance Level*)

Tabel 10
Perfomance level

Model bangunan	Kondisi tanah	*Maximum total drift*	Level kinerja (ATC40)	*Maximum inelatic drift*	Level kinerja (ATC40)
Beton bertulang 20 lantai	Tanah sedang arah portal memanjang	0,0045	IO	0,0076	IO-LS
	Tanah sedang arah portal pendek	0,0055	IO	0,0092	IO-LS
	Tanah lunak arah portal memanjang	0,0077	IO	0,011	IO-LS
	Tanah lunak arah portal pendek	0,0081	IO	0,013	IO-LS

Pada Tabel 10, tingkat kinerja berdasarkan respon struktur global yaitu batas simpangan (*drift limits*) adalah *immediate occupanncy* (IO) diukur berdasarkan *maximum total drift* pada titk kinerja. Sedangkan bila diukur berdasarkan *maximum inelastic drfit* adalah *damage control* (IO-LS).

Tabel 11
Persentase degradasi kekuatan struktur

Model struktur bangunan	Kondisi tanah lokasi bangunan	∑ sendi palstis yang terbentuk pada saat mencapai titik kinerja	∑ sendi palstis yang terbentuk pada kondisi runtuh	∑ sendi palstis rencana pada balok dan kolom	Degradasi kekuatan pada saat mencapai titik kinerja (%)	Degradasi kekuatan pada saat mencapai perpindahan atap 1m' (%)
Beton bertulang 20 lantai	Tanah sedang arah portal memanjang	0	876	3800	0	23,05
	Tanah sedang arah portal pendek	0	619	3800	0	16,29
	Tanah lunak arah portal memanjang	442	876	3800	11,6	23,05
	Tanah lunak arah portal pendek	278	619	3800	7,31	16,29

Berdasarkan data Tabel 11, kondisi struktur bangunan yang berada di lokasi tanah sedang (*SD*) baik portal arah memanjang dan portal arah pendek masih dalam kondisi elastis, pada saat mencapai titik kinerja masih dalam batas elastis dengan tingkat kinerja IO, bersesuai dengan Tabel 10.

Sedangkan untuk struktur pada lokasi tanah lunak mengalami degradasi kekuatan < 20%, kondisi sebagai akibat terbentuknya sendi plastis pada balok (lihat Gambar 9 dan 10) yang

menunjukan kinerja struktur IO-LS (*damage control*), tidak besesuaikan dengan Tabel 10 dimana tingkat kinerja struktur IO.

Pada saat beban dorong mencapai perpindahan 1m' (melampaui *inelastic drift*) struktur dilokasi tanah lunak dan sedang mengalami degradasi kekuatan > 20% kondisi ini menunjukan struktur mengalami penurunan kekakuan yang cukup signifikan, akan tetapi struktur masih dalam tingkat kinerja *Damage Control* (IO-LS) (lihat Tabl 8 dan Tabel9) dan bersesuain dengan Tabel 10.

4. KESIMPULAN

1) Tingkat kinerja struktur di lokasi tanah sedang pada saat mencapai titik kinerja (*perfomance point*) struktur masih dalam batas elastis (IO).
2) Adanya perbedaan perbedaan hasil pada kriteria penerimaan ATC40 dengan hasil peninjauan degradasi yang terjadi pada struktur (terbentuknya sendi plastis pada komponen struktur) yaitu pada struktur di lokasi tanah lunak, dimana pada kriteria penerimaan ATC40 kinerja struktur IO, namun setelah di lakukan peninjauan terbentuknya sendi plastis kinerja struktur berubah menjadi IO-LS.
3) Tingkat kinerja struktur baik yang berada dilokasi tanah sedang maupun tanah lunak pada saat mencapai *maximum ineslatic drift* masih dalam batasan IO-LS. Kondisi struktur pada saat menerima beban gempa melalmpui gempa rencana masih dalam kondisi *Damage Control.*

DAFTAR PUSTAKA

American Society of Civil Engineers. (2000). PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356). Washington, D.C.: FEMA

ASCE 41-13 (2014), SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF EXISTING BUILDINGS, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, Reston, Virginia.

B. Erkmen. (2015), EVALUATION OF SEISMIC DESIGN PROVISIONS FOR DRIFT AND INTER-STORY DRIFT RELATIONSHIP, wit Transactions on The Built Environment, Vol 152 ISSN 1743-3509, doi: 10.2495/ERES150021, WIT Press.

ATC40, (1996), SESIMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS, Seismic Safety Commisison, State of California

Building Seismic Safety Council. (1997). NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (F EMA 273). Washington D.C.: FEMA.

R. Aji., & A. Relly., (2018), ANALISIS STORY DRIFT DAN KONDISI SENDI PLASTIS BERBASIS PERFORMA PADA GEDUNG BERTINGKAT DENGAN KONFIGURASI STRUKTUR PERSEGI PANJANG. U, L, H, DAN T, Jurnal Media Komunikasi, 25(1), 38-47. doi: mkts,v25i1.17945

SNI 03-1726 (2019). TATA CARA PERENCANAAN KETAHANAN GEMPA UNTUK STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG DAN NON GEDUNG. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.

SNI 03-1727 (2020). BEBAN DESAIN MINIMUM DAN KRITERIA TERKAIT UNTUK BANGUNAN GEDUNG DAN STRUKTUR LAIN. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.

Özcan, O., & Binici, B. (2020). A DRIFT CAPACITY PREDICTION MODEL FOR RETROFITTED REINFORCED CONCRETE COLUMNS. Magazine of Concrete Research. doi:10.1680/jmacr.19.00553