

TUGAS AKHIR

**DEFORMASI NONLINIER BRESING PADA STRUKTUR
RANGKA BRESING KONSENTRIS KHUSUS
AKIBAT GEMPA DEKAT (*PULSE*)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

RYAN HELMIN FAU

2007210092



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2024**

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Tugas akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ryan Helmin Fau

Npm : 2007210092

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Deformasi Nonlinier Bresing Pada Struktur Rangka Bresing
Konsentris Khusus Akibat Gempa Dekat (*Pulse*)

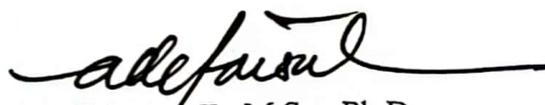
Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan dihadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Disetujui Untuk Disampaikan
Kepada Panitia Ujian:

Medan, 03 September 2024

Dosen Pembimbing



Ade Faisal, S.T., M.Sc., Ph.D.

LEMBAR PENGESAHAN

Tugas akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ryan Helmin Fau
Npm : 2007210092
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Deformasi Nonlinier Bresing Pada Struktur Rangka Bresing
Konsentris Khusus Akibat Gempa Dekat (*Pulse*)
Bidang Ilmu : Struktur

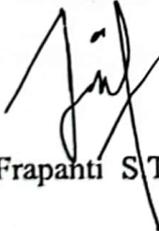
Telah berhasil dipertahankan dihadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 03 September 2024
Mengetahui dan Menyetujui
Dosen Pembimbing



Ade Faisal, S.T., M.Sc., Ph.D.

Dosen Pembanding I



Sri Frapanti S.T., M.T.

Dosen Pembanding II



Fetra Venny Riza, S.T., M.Sc., Ph.D.

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Assoc. Prof. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc., Ph.D.

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertandatangan dibawah ini :

Nama : Ryan Helmin Fau
Tempat, Tanggal Lahir : Gunungsitoli, 04 Juni 2002
Npm : 2007210092
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa Laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Deformasi Nonlinier Bresing Pada Struktur Rangka Bresing Konsentris Khusus Akibat Gempa Dekat (*Pulse*).”

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan nonmaterial serta segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinil dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang di bentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan atau kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 03 September 2024

Saya yang menyatakan,

Ryan Helmin Fau

1000
METERAI
TEMPEL
BE2E3ALX332813342

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Deformasi Nonlinier Bresing Pada Struktur Rangka Bresing Konsentris Khusus Akibat Gempa Dekat (*Pulse*)” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Ade Faisal, S.T., M.Sc., Ph.D. selaku Dosen Pembimbing sekaligus sebagai Wakil Dekan I Fakultas Teknik yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Sri Frapanti, S.T., M.T. selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Ibu Fetra Venny Riza, S.T., M.Sc., Ph.D. selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Assoc. Prof. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc., Ph.D. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Ibu Rizki Efrida, S.T., M.T. selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Bapak Munawar Alfansury Siregar, S.T., M.T. selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis
8. Orang tua penulis: Zulhelmin Wau dan Yusran Zebua yang telah bersusah

payah membesarkan dan membiayai studi penulis serta memotivasi untuk selalu semangat.

9. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
10. Abangda Afiful Anshari, S.T. selaku mentor penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
11. Sahabat penulis: Afif Irman Tambunan, Sheren Denisa Aulia, Syafrida Indah.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, 03 September 2024



Ryan Helmin Fau

ABSTRAK

DEFORMASI NONLINIER BRESING PADA STRUKTUR RANGKA BRESING KONSENTRIS KHUSUS AKIBAT GEMPA DEKAT (*PULSE*)

Ryan Helmin Fau

2007210092

Ade Faisal, S.T., M.Sc., Ph.D.

Negara yang mempunyai aktivitas tektonik yang tinggi seperti Indonesia dalam hal perencanaan struktur bangunan perlu diperhitungkan. Struktur dirancang untuk menjaga stabilitas dan menahan beban, baik beban lateral maupun gravitasi. Salah satu beban lateral adalah gempa dengan efek *pulse* pada gempa dekat. Gaya yang timbul akibat gempa tersebut mengakibatkan deformasi pada struktur bangunan. Deformasi yang terjadi mengakibatkan simpangan permanen pada elemen – elemen struktur misalnya pada bresing sebagai respon dari gerakan tanah akibat gempa. Studi ini dibuat untuk mengetahui bagaimana deformasi tidak linier yang terjadi pada elemen bresing pada struktur rangka baja menggunakan bresing konsentris dengan model V dan *Inverted V* akibat gempa mengandung *pulse*. Model SCBF baja 2 dan 3 tingkat yang dibangun di atas tanah kelas D dan didesain untuk kategori desain seismik D. Analisis yang digunakan adalah Respon Spektrum sebagai tahap desain dan Respon Riwayat Waktu Linier untuk mengetahui kinerja struktur dan Respon Riwayat Waktu Tidak Linier untuk mengetahui besar simpangan permanen pada elemen bresing dengan menggunakan 10 rekaman gempa mengandung *pulse*. Hasilnya menunjukkan bahwa indikator *pulse* pada gerakan tanah tidak mempengaruhi besar kecilnya nilai deformasi nonlinear pada bresing dan juga waktu yang diperlukan bresing sebelum nantinya mengalami putus pada elemennya, hal tersebut dapat dilihat pada kondisi IO terdeteksi bahwa nilai Δ maksimum terjadi akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino dengan *pulse* indikator sebesar 0.92 g.

Kata Kunci: Gempa Dekat, Efek *Pulse*, Deformasi tidak linier, Bresing, SCBF.

ABSTRACT

NONLINEAR DEFORMATION OF BRACES IN SPECIAL CONCENTRIC BRACE FRAME STRUCTURES DUE TO NEAR EARTHQUAKES (PULSE)

Ryan Helmin Fau

2007210092

Ade Faisal, S.T., M.Sc., Ph.D.

In countries with high tectonic activity such as Indonesia, the planning of building structures needs to be taken into account. Structures are designed to maintain stability and resist loads, both lateral and gravity loads. One of the lateral loads is an earthquake with pulse effects in near earthquakes. The force generated by the earthquake causes deformation in the building structure. The deformations that occur result in permanent deviations in structural elements such as braces in response to ground motions caused by the earthquake. This study is made to determine how the nonlinear deformations that occur in the brace elements of steel frame structures using concentric braces with V and Inverted V models due to pulse earthquakes. The 2 and 3 story steel SCBF models were built on class D soil and designed for seismic design category D. The analyses used were Spectrum Response as the design stage and Linear Time History Response to determine the amount of permanent deformation in the brace elements using 10 pulse earthquake records. The results show that the pulse indicator on the ground motion does not affect the size of the nonlinear deformation value of the brace and also the time required for the brace before breaking the element, it can be seen in the IO condition detected that the maximum Δ value occurred due to the ground motion of the Cape Mendocino earthquake with a pulse indicator of 0.92 g.

Keywords: Near Earthquake, Pulse Effect, Nonlinear Deformation, Braces, SCBF

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iv
KATA PENGANTAR	v
ABSTRAK	vii
<i>ABSTRACT</i>	viii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xviii
DAFTAR SINGKATAN	xix
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Ruang Lingkup	2
1.5 Manfaat Penelitian	3
1.6 Sistematika Penulisan	3
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum	5
2.2 Teori Gempa	5
2.3 <i>Ground Motion</i> (Getaran Tanah)	5
2.3.1 Gempa Dekat	6
2.3.2 Gempa <i>Pulse</i>	6
2.4 Sistem Rangka Penahan Gempa	7
2.4.1 Sistem Rangka SCBF (Special Concentrically Braced Frame)	8
2.4.2 Pengaruh Getaran Gempa Terhadap Konstruksi	9
2.4.2.1 Perilaku Struktur SCBF dan Sambungan Akibat Getaran Gempa	10
2.4.2.2 Daktilitas	12

2.5	Metode Analisis	14
2.5.1	Analisis Dinamik	15
2.5.2	Analisis Dinamik Linear	15
2.5.3	Analisis Dinamik Nonlinear	16
2.6	Deformasi	17
2.7	IDA (<i>Incremental Dynamic Analysis</i>)	17
2.8	PBSD (<i>Performance Based Seismic Design</i>)	18
BAB 3	METODE PENELITIAN	20
3.1	Umum	20
3.2	Pemodelan Struktur	21
3.2.1	Data Perencanaan Struktur	23
3.2.2	Dimensi Kolom – Balok, Bresing, dan Pelat Lantai	24
3.3	Analisis Struktur	26
3.3.1	Analisis Dinamik Struktur Linier	26
3.3.1.1	Pembebanan	26
3.3.1.2	Respon Spektrum Desain	28
3.3.1.3	Kombinasi Pembebanan	29
3.3.1.4	Analisis Respon Spektrum Ragam	30
3.3.1.5	Gaya Geser Dasar Seismik	32
3.3.2	Analisis Dinamik Struktur Nonlinier	34
3.3.2.1	<i>Ground Motion Records</i> (Data Rekaman Gempa)	34
3.3.2.2	Analisis Respon Riwayat Waktu	35
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	38
4.1	Tinjauan Umum	38
4.2	Hasil Analisis Linier	38
4.2.1	Respon Spektrum Ragam	38
4.2.2	Gaya Geser Antar Tingkat	40
4.2.3	Koreksi Penskalaan Gaya	42
4.2.4	Hasil Analisis Simpangan	46
4.2.5	Kekakuan Tingkat	48
4.2.6	Pengaruh Efek P-Delta	49
4.3	Hasil Analisis Nonlinier	52

4.3.1	IDA (<i>Incremental Dynamic Analysis</i>)	52
4.3.2	IDR (<i>Interstory Drift Ratio</i>)	54
4.3.3	Deformasi Nonlinier Bresing	61
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN		67
5.1	Kesimpulan	67
5.2	Saran	67
DAFTAR PUSTAKA		68
LAMPIRAN		71
DAFTAR RIWAYAT HIDUP		86

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Jadwal Penelitian	20
Tabel 3.2	Material struktur untuk SCBF	22
Tabel 3.3	Tinggi dan Elevasi Model Gedung 2 Tingkat	22
Tabel 3.4	Tinggi dan Elevasi Model Gedung 3 Tingkat	23
Tabel 3.5	Luas Bangunan Model Gedung 2 Tingkat	23
Tabel 3.6	Luas Bangunan Model Gedung 3 Tingkat	23
Tabel 3.7	Komponen struktural bangunan	24
Tabel 3.8	Parameter Desain Seismik untuk arketipe SCBF	26
Tabel 3.9	Beban Gravitasi untuk arketipe SCBF	26
Tabel 3.10	Nilai – nilai pembentuk RSD	27
Tabel 3.11	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726 : 2019	28
Tabel 3.12	Data perioda dan partisipasi massa (Model 2 Tingkat)	30
Tabel 3.13	Data perioda dan partisipasi massa (Model 3 Tingkat)	30
Tabel 3.14	Nilai T yang digunakan (Model 2 Tingkat)	32
Tabel 3.15	Nilai T yang digunakan (Model 3 Tingkat)	32
Tabel 3.16	Nilai Cs (Model 2 dan 3 Tingkat)	33
Tabel 3.17	Rekaman Gerakan Tanah Mengandung Efek <i>Pulse</i>	34
Tabel 3.18	Faktor skala gempa yang telah disesuaikan dengan perioda struktur	36
Tabel 4.1	Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 2 Tingkat)	38
Tabel 4.2	Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 3 Tingkat)	39
Tabel 4.3	Nilai gaya geser antar tingkat arah X dan Y (Model 2 Tingkat)	41
Tabel 4.4	Nilai gaya geser antar tingkat arah X dan Y (Model 3 Tingkat)	41
Tabel 4.5	Output program massa per lantai dalam satuan Kg	42
Tabel 4.6	Perbandingan nilai V dan V_t menggunakan faktor skala baru	44
Tabel 4.7	Output program massa per lantai dalam satuan Kg	44
Tabel 4.8	Perbandingan nilai V dan V_t menggunakan faktor skala baru	45
Tabel 4.9	Nilai simpangan gedung 2 tingkat pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726 : 2019	46

Tabel 4.10	Nilai simpangan gedung 3 tingkat pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726 : 2019	46
Tabel 4.11	Distribusi kekakuan tingkat pada arah x dan y gedung 2 tingkat	48
Tabel 4.12	Distribusi kekakuan tingkat pada arah x dan y gedung 3 tingkat	48
Tabel 4.13	Hasil analisis P – delta struktur pada model 2 tingkat	51
Tabel 4.14	Hasil analisis P – delta struktur pada model 3 tingkat	51
Tabel 4.15	Simpangan Permanen pada bresing model 2 tingkat akibat <i>near – field earthquake (Pulse)</i>	63
Tabel 4.16	Simpangan Permanen pada bresing model 2 tingkat akibat <i>near – field earthquake (Pulse)</i>	64
Tabel 4.17	Analisis SWOT untuk penggunaan bresing pada struktur SCBF	67

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997)	6
Gambar 2.2	Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997)	7
Gambar 2.3	Sistem rangka penahan gempa yang umum digunakan pada daerah gempa tinggi	8
Gambar 2.4	Konfigurasi SCBF	9
Gambar 2.5	Perilaku struktur akibat pembebanan horizontal berulang, (a) Perilaku struktur yang buruk, (b) Perilaku struktur yang baik.	10
Gambar 2.6	(a) Fraktur balok yang berdekatan dengan pelat buhul (b) Bucking dini pada pelat buhul	11
Gambar 2.7	Fraktur pada kolom	12
Gambar 2.8	Respon yang diterima terhadap pembebanan yang diberikan	16
Gambar 2.9	(a) Kurva Kapasitas ATC – 40, (b) Kurva Kapasitas FEMA 273	18
Gambar 3.1	Bagan Alir Penelitian	19
Gambar 3.2	Struktur 2 tingkat (a) Denah Struktur, (b) Bracing	21
Gambar 3.3	Struktur 3 tingkat (a) Denah Struktur, (b) Bracing	21
Gambar 3.4	Pemodelan 3D (a) Struktur 2 tingkat SCBF, (b) Struktur 3 tingkat SCBF	21
Gambar 3.5	Konfigurasi rencana arketipe rangka bresing bangunan	24
Gambar 3.6	Konfigurasi rencana arketipe rangka bresing bangunan	25
Gambar 3.7	Respon Spektrum Desain berdasarkan SNI 1726 : 2019	28
Gambar 3.8	Rekaman gempa Imperial Valley #06 sebelum menjadi respon spektrum	35
Gambar 3.9	Rekaman gempa Imperial Valley #06 setelah diubah menjadi respon spektrum	36
Gambar 3.10	Rekaman gempa sebelum dan sesudah di skalakan terhadap perioda struktur	37
Gambar 4.1	Gaya geser antar tingkat (Model 2 Tingkat)	41
Gambar 4.2	Gaya geser antar tingkat (Model 3 Tingkat)	42

Gambar 4.3	Analisis simpangan antar tingkat (a) Model 2 Tingkat, (b) Model 3 Tingkat	47
Gambar 4.4	Simpangan arah x dan y terhadap tingkat bangunan	48
Gambar 4.5	Analisis P – Delta struktur (a) Model 2 Tingkat, (b) Model 3 Tingkat	52
Gambar 4.6	Kondisi batas IO, LS, dan CP untuk SCBF baja 2 tingkat akibat sejumlah gerakan tanah berdasarkan IDA	53
Gambar 4.7	Kondisi batas IO, LS, dan CP untuk SCBF baja 3 tingkat akibat sejumlah gerakan tanah berdasarkan IDA	54
Gambar 4.8	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-06, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-06	55
Gambar 4.9	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-07, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-07	56
Gambar 4.10	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Irpinia, Italy-01, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Irpinia, Italy-01	57
Gambar 4.11	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02	57
Gambar 4.12	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Loma Prieta, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Loma Prieta	58
Gambar 4.13	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Erzican, Turkey, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat	59

	akibat gerakan tanah gempa Erzican, Turkey	
Gambar 4.14	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino	60
Gambar 4.15	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Landers, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Landers	60
Gambar 4.16	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01R, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01R	61
Gambar 4.17	(a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S	62
Gambar 4.18	(a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi IO ($\Delta = 0.14$) akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator <i>pulse</i> 1.00, (b) Model 3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi IO ($\Delta = 0.36$) akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino dengan indikator <i>pulse</i> 0.92	65
Gambar 4.19	(a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi LS ($\Delta = 0.15$) akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator <i>pulse</i> 1.00, (b) Model 3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi LS ($\Delta = 0.69$) akibat gerakan tanah gempa Landers dengan indikator <i>pulse</i> 1.00	65
Gambar 4.20	(a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi CP ($\Delta = 0.89$) akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-06 dengan indikator <i>pulse</i> 1.00, (b) Model	65

3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi CP ($\Delta = 0.99$) akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02 dengan indikator *pulse* 1.00

Gambar 4.21 (a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi Collapse ($\Delta = 0.49$) akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator *pulse* 1.00, (b) Model 3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi Collapse ($\Delta = 39$) akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02 dengan indikator *pulse* 1.00

66

DAFTAR NOTASI

R	=	Faktor Koefisien Modifikasi Respon
C_d	=	Faktor Kuat Lebih Sistem
Ω_0	=	Faktor Pembesaran Defleksi
SDS	=	Respon Spektrum Percepatan Desain untuk Periode Pendek
SD1	=	Respon Spektrum Percepatan Desain untuk Periode 1,0 detik
S_s	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa periode pendek 0,2 detik di tanah sedang (S_D) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726 : 2019
S_1	=	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa periode 0,1 detik di tanah sedang (SD) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726 : 2019
F_a	=	Koefisien Periode Pendek
F_v	=	Koefisien Periode 1,0 detik
S_a	=	<i>Spectrum Acceleration</i>
T	=	Periode Fundamental
C_s	=	Koefisien Respon Seismik
F_y	=	Gaya Leleh
F_u	=	Gaya Ultimit
C_t	=	Parameter Periode Pendekatan
W	=	Berat Seismik Efektif Struktur
V	=	Gaya Geser Dasar Prosedur Gaya Lateral Statik Ekuivalen
V_t	=	Gaya Geser Dasar Nominal (Analisis Ragam Spektrum Respon)
f_x	=	Faktor Skala Gaya Gempa Arah X
f_y	=	Faktor Skala Gaya Gempa Arah Y
SF _x	=	Faktor Skala Baru untuk Gaya Gempa Arah X
SF _y	=	Faktor Skala Baru untuk Gaya Gempa Arah Y

DAFTAR SINGKATAN

CQC	=	<i>Complete Quadratic Combinatin</i>
PEER	=	<i>Pacific Earthquake Engineering Research</i>
SCBF	=	<i>Special Concentrically Braced Frame</i>
SRSS	=	<i>Square Root of the Sum of Square</i>
IDA	=	<i>Incremental Dynamic Analysis</i>
IO	=	<i>Immediate Occupancy</i>
LS	=	<i>Limit Safety</i>
CP	=	<i>Collapse Prevention</i>
KDS	=	Kategori Desain Seismik
DL	=	<i>Dead Load</i>
LL	=	<i>Live Load</i>
SDL	=	<i>Super Dead Load</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia berada di wilayah dengan tingkat rawan terhadap gempa yang tinggi dikarenakan pertemuan lempeng yang kompleks. Peristiwa gempa dapat menyebabkan semua yang ada di atas bumi termasuk infrastruktur bergerak ke segala arah. Pergerakan ini akan menyebabkan kerusakan bagi struktur dan membahayakan manusia yang berada di dalamnya.

Negara yang mempunyai aktivitas tektonik yang tinggi seperti Indonesia dalam hal perencanaan struktur bangunan perlu diperhitungkan. Struktur dirancang untuk menjaga stabilitas dan menahan beban, baik beban lateral maupun gravitasi. Salah satu beban lateral adalah gempa yang diakibatkan oleh getaran tanah (*ground motion*). Stewart dkk. (2002) menjelaskan bahwa rekaman gempa dekat (*near-field earthquake*) yang berasal dari sesar terbalik dan sesar mendatar dapat mengandung efek *pulse* (EP) atau efek *fling-step*. Kalkan, dkk. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa near-fault adalah gempa yang direkam (\leq) 15 km dari patahan (*fault rupture*). Sedangkan, gempa jauh (*far-field earthquake*) tidak mengandung efek *pulse* yang cukup besar pada riwayat waktu kecepatannya.

Perencanaan struktur baja tahan gempa yang paling sering dijumpai di Indonesia adalah menggunakan pengaku (bresing), salah satu sistem penggunaan bresing adalah sistem SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*). Yoo, dkk. (2009) Rangka bresing konsentris khusus (SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*)) umumnya digunakan untuk sistem penahan gempa pada bangunan. SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*) secara ekologis memberikan kekuatan dan kekakuan yang tinggi, yang diperlukan untuk menjamin kemudahan servis dan pengoperasian setelah gempa kecil yang sering terjadi. Pengaku (bresing) yang diterapkan pada struktur bangunan baja berguna untuk meningkatkan kekakuan struktur meminimalisir deformasi horizontal (*drift*) pada bangunan baja akibat beban gempa yang ada. Berdasarkan penelitian Du, dkk. (2019) pengaku konsentris banyak digunakan di daerah kegempaan tinggi sebagai sistem penahan gempa karena struktur dan ekonomi yang efisiensi, mempunyai daktilitas yang tinggi serta

dapat mendisipasi energi dengan baik.

Kemampuan struktur dalam berdeformasi ditentukan berdasarkan sifat material yang digunakan, desain struktur, dan beban yang diterapkan pada struktur. Kondisi struktur yang tidak mengikuti hubungan linier antar gaya yang diterapkan dan deformasi yang dihasilkan mengindikasikan bahwa struktur dalam kondisi pasca-elastik atau telah melewati batas elastis, hal ini disebut juga dengan Deformasi Nonlinear. Deformasi Nonlinear pada struktur rangka baja ditandai ketika mulai mengalami kondisi leleh sehingga munculnya sendi plastis (*plastic hinge*) yang sering terjadi di area zona panel.

Mengenal perilaku nonlinear inelastis sistem struktur rangka baja berbresing akibat pengaruh gempa masih perlu banyak dilakukan, terutama perilaku bresing terhadap berbagai jenis gempa. Sampai sejauh ini pengaruh gempa dekat terhadap perilaku nonlinear bresing pada sistem struktur rangka baja berbresing konsentris khusus belum banyak dibahas. Oleh sebab itu dalam tulisan ini dimaksudkan untuk memahami perilaku *nonlinear inelastis* pada elemen bresing pada struktur SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*) terhadap gempa dekat mengandung efek *pulse*.

1.2 Rumusan Masalah

Bagaimana pengaruh gempa dekat mengandung efek *pulse* terhadap deformasi nonlinear yang terjadi di elemen bresing pada Struktur Rangka Bresing Konsentris Khusus?

1.3 Tujuan Penelitian

Untuk mengetahui deformasi nonlinear yang terjadi pada elemen bresing di tingkat yang dianggap krusial atau kritis pada Struktur Rangka Baja Konsentris Khusus akibat gempa dekat mengandung efek *pulse*.

1.4 Ruang Lingkup

Adapun batasan-batasan masalah yang ditetapkan pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:

- Struktur Rangka Bresing Konsentris Khusus pada pemodelan 2 dan 3 tingkat yang di fungsikan sebagai gedung perkantoran.
 - Analisis berfokus pada struktur ketika kondisi tidak elastis atau mengalami deformasi *nonlinear* pada elemen bresing di tingkat krusial atau kritis.
 - Penelitian ini didasarkan pada analisis *linear* dan *nonlinear* ekstensif pada model 3D dan 2D
2. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
- Program Analisis Struktur, untuk menganalisis tahap desain.
 - PEER NGA untuk mendapatkan rekaman gempa.
 - SEISMOSIGNAL, untuk mengubah ground motion menjadi Respon Spektrum.
 - MATLAB versi 10, untuk menskalakan *ground motion*.
 - OPENSEES versi 3.3.0 untuk menganalisis tahap evaluasi (Analisis Riwayat Waktu Nonlinier) yang hanya ditinjau secara 2 dimensi.
3. Parameter yang ditinjau:
- Deformasi Nonlinear pada bresing yang diakibatkan oleh efek *pulse* (Gempa Dekat)

1.5 Manfaat Penelitian

Dari hasil Analisis deformasi nonlienear bresing pada pemodelan Struktur Rangka Bresing Konsentris Khusus ini maka diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat untuk mengetahui pengaruh efek *pulse* pada gempa terhadap bresing pada struktur SCBF.

1.6 Sistematika Penulisan

Adapun sistematika penulisan yang digunakan pada Tugas Akhir ini sebagai berikut:

BAB 1 PENDAHULUAN

Bab ini akan menguraikan penjelasan tentang latar belakang masalah, rumusan masalah, tujuan penelitian, ruang lingkup permasalahan, manfaat

penelitian, sistematika penulisan.

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini akan menguraikan penjelasan mengenai mekanisme gempa, konsep sistem rangka penahan gempa, perilaku struktur SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*) terhadap gempa, analisis struktur rangka penahan gempa dengan bresing, daktilitas, deformasi, dan IDA.

BAB 3 PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini akan menampilkan bagaimana metodologi penelitian yang digunakan dari awal sampai akhir penelitian dan penjelasan mengenai cara memodelkan dan mendesain struktur rangka berbresing, serta metode analisis nonlinear untuk mengetahui deformasi nonlinear yang terjadi pada elemen bresing struktur rangka baja SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*) terhadap gempa yang terjadi dengan menggunakan Program Analisis Struktur dan OpenSEES.

BAB 4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai perhitungan, analisis pemodelan bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini akan menyajikan penjelasan mengenai kesimpulan yang dapat diambil dari keseluruhan penulisan Tugas Akhir ini dan saran-saran yang dapat diterima penulis agar lebih baik lagi kedepannya.

BAB 2

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat/ketentuan yang berhubungan dengan mekanisme gempa, konsep sistem rangka penahan gempa, perilaku struktur SCBF terhadap gempa, analisis struktur rangka penahan gempa dengan bresing daktilitas dan deformasi, dan teori-teori terkait lainnya yang berhubungan dengan Struktur SCBF dalam Tugas Akhir ini.

2.2 Teori Gempa

Gempa bumi merupakan guncangan dan getaran yang terjadi di permukaan bumi yang disebabkan oleh tumbukan antar lempeng bumi, tanah longsor, maupun akibat patahan aktif aktifitas gunung api.

Pergerakan dari patahan atau sesar dapat dibedakan berdasarkan 2 (dua) arah pergerakan yaitu strike dan dip.

1. Dip Slip Movement

Pergerakan patahan mempunyai arah yang sejajar dengan kemiringan (slope) dip, atau tegak lurus dengan strike. Jenis patahan ini dibagi dua yaitu normal fault dan reverse fault.

2. Strike Slip Movement

Pergerakan patahan yang terjadi mempunyai arah sejajar dengan garis strike. Bidang patahan mendekati vertikal dan menyebabkan pergerakan besar.

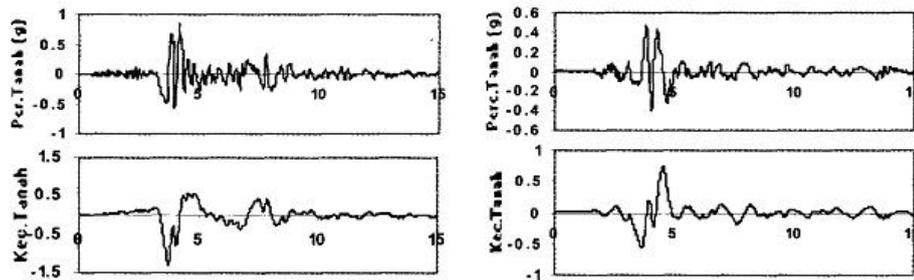
2.3 *Ground Motion* (Getaran Tanah)

Ground Motion adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Respon gempa sensitif terhadap karakteristik getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme fault-rupture, dan lainnya. Berdasarkan pola *pulse* nya, gempa dibagi menjadi 3, yaitu near field (gempa dekat, yaitu gempa dengan *pulse*), far field (gempa jauh, yaitu gempa tanpa *pulse/no-pulse*), dan gempa berulang.

2.3.1 Gempa Dekat

Pawirodikromo (2012) mengatakan bahwa Percepatan tanah gempa dekat umumnya mempunyai 1-2 kali siklus getaran kuat (*strong-vibration cycles/pulse*). Siklus getaran kuat tersebut disebabkan oleh adanya kecepatan rambat patah V_r (*fault rupture velocity*) yang relatif dekat dengan kecepatan gelombang geser V_s .

Gelombang getaran gempa dipengaruhi oleh jarak gempa yang tertangkap oleh rekaman gempa, Stewart dkk. (2002) menjelaskan bahwa rekaman gempa dekat (*near-field earthquake*) yang berasal dari sesar terbalik dan sesar mendatar dapat mengandung efek *pulse* (EP) atau efek *fling-step*. Kalkan, dkk. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa near-fault adalah gempa yang direkam (\leq) 15 km dari patahan (*fault rupture*). Sedangkan, gempa jauh (*far-field earthquake*) tidak mengandung efek *pulse* yang cukup besar pada riwayat waktu kecepataannya.

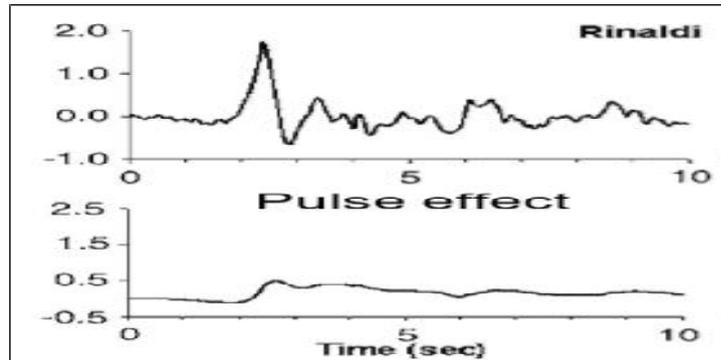


Gambar 2.1: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997).

Gambar 2.1 menunjukkan data rekaman gempa yang terjadi di Northridge pada tahun 1994 dan Parkfield pada tahun 1997. Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa terdapat 2 kali *acceleration strong pulse* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya kandungan *pulse* yang kuat pada rekaman gempanya.

2.3.2 Gempa Pulse

Efek *Pulse* ialah salah satu jenis efek pada getaran yang dimiliki oleh getaran gempa dekat (*near-fault*), yang ditandai dengan adanya efek lonjakan yang bersifat monotonik.

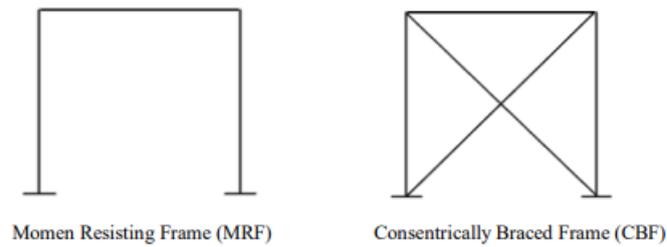


Gambar 2.2: Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1997).

Gambar 2.2 menunjukkan data rekaman gempa yang mengandung *pulse*, padagambar bagian atas merupakan waktu dengan kecepatan, dapat dilihat bahwa pada waktu ± 2.5 detik terjadi kenaikan yang drastis pada kecepatan rekaman gempa dan pada gambar bagian bawah merupakan waktu dengan perpindahan, dimana pada saat kenaikan kecepatan pada waktu ± 2.5 detik, seketika terjadi juga kenaikan nilai pada perpindahan.

2.4 Sistem Rangka Penahan Gempa

Gideon (1993) mengatakan sistem yang umum dipakai untuk menahan beban gempa adalah *Moment Resisting Frame* (MRF) dan *Consentrally Braced Frame* (CBF). MRF bersifat daktail tapi kurang kaku untuk memenuhi persyaratan *drift control* sedangkan CBF bersifat kaku tetapi memiliki kemampuan menyalurkan energi yang terbatas. Keterbatasan MRF dan CBF tersebut memunculkan kemungkinan penggunaan struktur lain, yaitu dengan menggeser diagonal bresing pada sambungan balok kolom pada CBF. Sistem Rangka Bresing memiliki keuntungan untuk memenuhi persyaratan yang dipenuhi oleh sistem tahan gempa, yaitu memiliki kekuatan (*stiffness*) yang tinggi dan memiliki daktalitas yang baik.

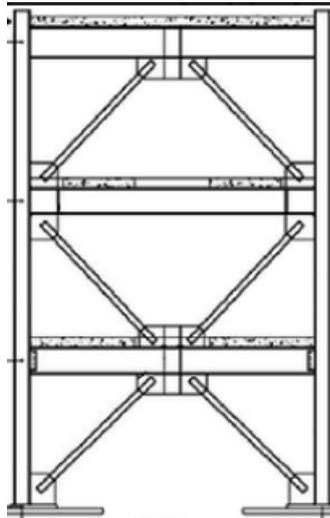


Gambar 2.3: Sistem rangka penahan gempa yang umum digunakan pada daerah gempa tinggi

Concentrically Braced Frame (CBF) adalah sistem struktur rangka baja dengan bresing diagonal digunakan dalam menahan gaya-gaya lateral dan gravitasi, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. CBF ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktail namun sayangnya batang bresing rentan mengalami tekuk lendut (*buckling*), tekuk lokal pada area ujung baut bresing, keekonomisan, perlu perhitungan yang kompleks dan teliti. Menurut Sabelli, dkk. (2003) kelebihan CBF yakni mampu memberikan daktilitas tinggi melalui mekanisme plastis pada batang diagonal bresing. CBF juga menawarkan solusi ekonomis untuk bentang lebar dengan material baja efisien, sedangkan Kekurangan Bresing rentan mengalami tekuk lendut dan memerlukan panjang batang tertentu agar efektif dalam sistem. Setiyowati N, dkk. (2012) mengatakan Ada dua tipe CBF yang biasa digunakan berdasarkan daerah gempa yaitu SCBF (*Special Concentrically Braced Frame*) dan OCBF (*Ordinary Concentrically Braced Frame*). SCBF biasanya digunakan pada daerah rawan gempa (gempa tinggi) yang mengandung efek *pulse* sedangkan OCBF digunakan untuk daerah dengan gempa rendah.

2.4.1 Sistem Rangka SCBF (Special Concentrically Braced Frame)

SCBF memiliki kekakuan lateral yang tinggi karena aksi rangka bresing yang menutupi *bays* (teluk = bagian terbuka) dan memberikan batasan arsitektural. Konfigurasi SCBF menggunakan kolom yang terhubung secara konsentris dan konfigurasi SCBF ini dapat berbeda – beda tergantung pada tipe bangunan, ukuran, dan kebutuhan keamanan. Contoh konfigurasi SCBF yang umum adalah konfigurasi dengan ujung yang dikumpulkan dan dikompensasi.



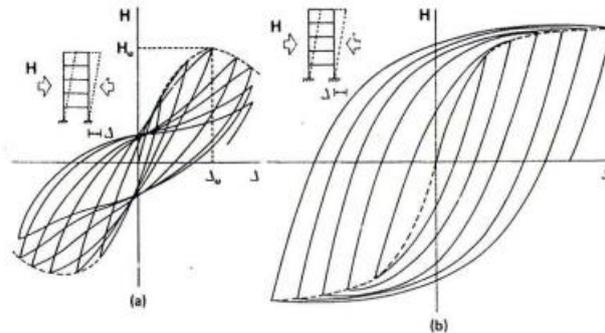
Gambar 2.4: Konfigurasi SCBF.

Seker (2022) menyelidiki pengaruh konfigurasi bresing terhadap perilaku seismik dua gedung 4 dan 10 lantai dengan sistem baja ganda SMF-SCBF dan menemukan bahwa konfigurasi *two story X-Bracing* berkinerja lebih baik dibandingkan konfigurasi *split X*, *Chevron*, dan *V*. Pada *two story X-Bracing* menggunakan kolom yang terhubung secara konsentris.

2.4.2 Pengaruh Getaran Gempa Terhadap Konstruksi

Pengetahuan mengenai perilaku dari struktur saat terjadi gempa menjadi acuan utama dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa yang baik. Terdapat beberapa faktor yang mempengaruhi respon dari struktur pada saat terjadi gempa. Gambar 2.5 menunjukkan hubungan antara beban horizontal akibat gempa yang arahnya bolak – balik dengan perpindahan yang terjadi dari dua struktur portal (*frame structure*) yang dengan perilaku yang berbeda. Struktur pada Gambar 2.5.a menunjukkan perilaku ketahanan gempa yang buruk. Pada struktur ini, setelah tercapainya kekuatan batas (*ultimate*) dari struktur (H_u), akan terjadi penurunan kekuatan yang sangat signifikan akibat beban gempa yang berulang. Dari kurva siklus histeresis yang terbentuk terlihat bahwa struktur pada Gambar 2.5.a mempunyai kapasitas disipasi energi yang kecil atau terbatas, dengan demikian struktur ini tidak mempunyai

kemampuan daya dukung yang baik di dalam menahan beban gempa. Struktur-struktur seperti ini pada umumnya bersifat getas (*brittle*).



Gambar 2.5: Perilaku struktur akibat pembebanan horizontal berulang, (a) Perilaku struktur yang buruk, (b) Perilaku struktur yang baik.

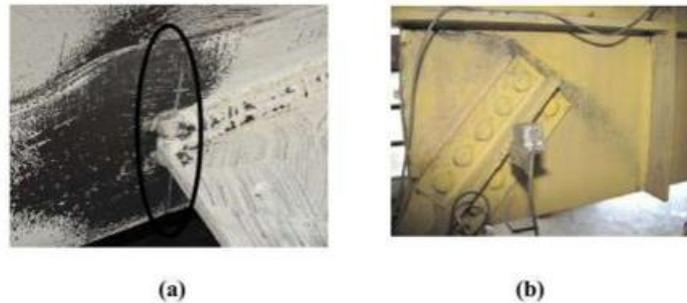
Struktur pada Gambar 2.5.b mempunyai perilaku yang baik di dalam memikul beban gempa. Kurva siklus histeresis yang terbentuk pada struktur ini lebih besar dibandingkan dengan struktur yang pertama. Hal ini menunjukkan bahwa struktur mempunyai kapasitas disipasi energi yang besar, sehingga struktur mempunyai kemampuan daya dukung yang baik di dalam menahan beban gempa. Struktur-struktur seperti ini pada umumnya bersifat daktail (*ductile*). Perilaku daktail dari struktur merupakan hal yang sangat penting di dalam merencanakan struktur bangunan tahan gempa.

2.4.2.1 Perilaku Struktur SCBF dan Sambungan Akibat Getaran Gempa

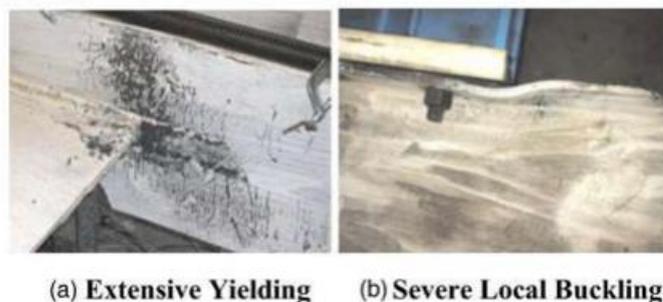
Struktur dengan sistem SCBF memiliki daktalitas yang lebih rendah dibandingkan dengan SMF (*Special Moment Frame*) bila ditinjau berdasarkan perilaku histeresis elemen penghubungnya (Bakhshivand, dkk. 2022). Sizemore, dkk. (2019) Ada dua jenis sambungan yang sangat penting dalam struktur rangka bresing yakni :

1. Sambungan bresing – pelat buhul
 2. Sambungan balok – kolom baik menggunakan atau tanpa pelat buhul
- Zona panel di desain sebagai elemen yang kuat dan tidak dianggap sebagai elemen disipatif dalam proses desain. Wuryanti W (2008) Menurut penelitian

yang telah dilakukan kondisi inelastis ditandai dengan terjadinya slip pada bagian sambungan dimana kondisi bresing memikul beban melebihi kapasitas maksimum beban toleransi, hal ini menyebabkan deformasi pada bagian elemen bresing, Kondisi bresing pasca-elastik akan menunjukkan perilaku leleh secara signifikan.



Gambar 2.6: (a) Fraktur balok yang berdekatan dengan pelat buhul, (b) Buckling dini pada pelat buhul.



Gambar 2.7: Fraktur pada kolom.

Studi eksperimental dan analitis menunjukkan perilaku pada struktur SCBF yang dapat memberikan tegangan lentur yang signifikan pada kolom dan pada sambungan balok ke kolom, hal ini berpotensi menyebabkan fraktur pada kolom (Uriz, P. dan Cai, W. 2008 dan 2009), Hal ini juga terjadi pada balok ditandai dengan terjadinya beban lentur pada balok (Sizemore, dkk. 2019). Sedangkan pada penelitian yang dilakukan oleh Lehman, dkk. (2008) lendutan rangka yang besar menyebabkan terjadinya tekuk lokal pada balok dan kolom yang berdekatan dengan pelat buhul karena momen lentur pada balok atau kolom yang diakibatkan oleh aksi rangka.

2.4.2.2 Daktilitas

Penggunaan secara umum dalam disain tahanan gempa istilah daktilitas dipakai untuk keperluan evaluasi tentang kinerja (*performance*) struktur. Hal ini di indikasikan dengan jumlah energi gempa yang dapat di disipasikan melalui deformasi plastis. Penggunaan konsep daktilitas ini memberikan kemungkinan untuk mereduksi gaya gempa disain dan mengizinkan untuk menghasilkan sejumlah kontrol terhadap kerusakan dalam struktur terutama dalam kasus gempa kuat. Secara praktis dalam konsep disain plastik struktur, daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan struktur mengalami deformasi setelah leleh awal (*initial yield*) tanpa mengalami reduksi kekuatan ultimit yang signifikan. Daktilitas struktur mengizinkan kita untuk memprediksi kapasitas ultimit dari struktur yang merupakan kriteria paling penting untuk mendisain struktur dibawah beban konvensional.

Beberapa klasifikasi daktilitas yang sering dipergunakan di dalam sejumlah literatur adalah:

- (1) Daktilitas material (*material ductility*), Merupakan karakteristik material dalam deformasi plastis untuk sejumlah tipe beban yang berbeda serta mempertimbangkan hubungan antara tegangan dan regangan.
- (2) Daktilitas penampang (*curvature ductility*), Mengacu kepada deformasi plastis dari penampang yang mempertimbangkan interaksi diantara sejumlah bagian yang menyusun penampang itu. Hubungan yang mesti dibentuk dalam penentuan nilainya merupakan keterkaitan antara besaran momen dengan curvature.
- (3) Daktilitas elemen (*rotation ductility*), Properti dari elemen yang dijadikan pertimbangan. Hubungan yang mesti dibentuk dalam penentuan nilai daktilitasnya adalah keterkaitan besaran momen terhadap rotasi elemennya.
- (4) Daktilitas Struktur (*displacement ductility*), Mempertimbangkan perilaku secara keseluruhan dari struktur. Parameter penentu nilai daktilitas ini ditentukan dari bentuk hubungan gaya geser horizontal struktur terhadap besaran perpindahan atapnya (*roof drift*).

(5) Daktilitas Energi, Mempertimbangkan tingkatan dari disipasi energi gempa.

Dari seluruh tipe daktilitas tersebut terdapat hubungan yang sangat erat yaitu, daktilitas energi merupakan akumulasi dari daktilitas struktur dan elemen sedangkan daktilitas elemen tergantung dari daktilitas penampang serta material. Ada sejumlah perdebatan dalam pendefinisian diatas, hal ini berkenaan dengan kenyataan bahwasanya definisi tersebut akurat dalam arti secara kuantitatif hanya untuk kasus yang ideal dari perilaku bersifat linier *elastic perfectly plastic* yang monotonik. Penggunaannya akan menghasilkan dualisme dan keragu-raguan dalam kasus aktual dimana perilaku struktur berbeda secara signifikan dari yang diidealisasikan.

Nilai yang sangat penting dalam disain gempa adalah pembatasan daktilitas (*ductility limit*). Batasan tersebut tidak memerlukan kemungkinan terbesar dari disipasi energi, tetapi diharapkan mesti adanya perubahan yang signifikan dari perilaku struktur pada nilai daktilitas yang lebih besar dari daktilitas batasnya.

Dua tipe batas daktilitas dapat didefinisikan sebagai berikut:

- (1) Daktilitas tersedia (*available ductility*), dihasilkan dari perilaku struktur yang mencakup perhitungan properti material, tipe penampang, beban gravitasi, degradasi kekakuan dan berkenaan dengan simpangan plastis.
- (2) Daktilitas diperlukan (*required ductility*), dihasilkan dari aksi gempa yang seluruh faktornya dipengaruhi oleh aksi yang mempertimbangkan: besaran dan tipe pergerakan tanah, pengaruh tanah, perioda natural dari struktur dengan perioda pergerakan tanah, jumlah siklus yang dominan dan lain sebagainya.

Perilaku plastis struktur tergantung dari jumlah momen yang di redistribusikan. Pencapaian beban runtuh yang diprediksikan berhubungan dengan posisi dari sendi plastis, dimana penampang mencapai momen plastis penuh serta rotasi plastis dan sendi plastis lainnya dapat terbentuk dimanapun. Oleh karena itu perilaku sendi plastis yang baik mensyaratkan jumlah tertentu dari daktilitas, sebagai tambahan untuk persyaratan kekuatannya. Kapasitas

rotasi plastis merupakan pengukuran daktilitas yang lebih rasional.

Persyaratan untuk analisis plastis dari struktur statis tak tentu adalah rotasi besar yang mungkin tanpa adanya perubahan yang signifikan dari momen tahanan. Tetapi teori rotasi plastis yang besar tidak bisa dicapai karena sejumlah efek sekunder yang terjadi. Pembatasan terhadap rotasi plastis biasanya diperoleh dari ketidakstabilan (*instabilitas*) lentur–torsional, tekuk lokal dan fraktur getas dari elemen.

2.5 Metode Analisis

Selama ini analisis gempa menggunakan metode *force based design*. Pada metode *force based design* perhitungan terhadap gaya gempa dilakukan dengan analisis linear (elastis). Setelah gaya-gaya dalam diperoleh kemudian dilakukan desain untuk mendapatkan kapasitas dari tiap elemen struktur yang harus disediakan. Perhitungan kapasitas dari tiap elemen dapat dilakukan dengan persamaan – persamaan yang tersedia dalam beberapa standar perencanaan yang ada di Indonesia. Beberapa peneliti menyimpulkan bahwa analisis linear tidak dapat digunakan untuk mengetahui perilaku struktur terhadap gempa besar, karena pada dasarnya saat terjadi gempa besar pada struktur terjadi plastifikasi di berberapa tempat. Sehingga bangunan tidak lagi berperilaku linear akan tetapi berperilaku nonlinear. Dengan begitu diperlukan analisis nonlinear untuk mengetahui perilaku struktur saat mengalami gempa besar.

Otani (1980) mengatakan bahwa karakteristik dinamik bangunan gedung sampai kondisi rusak/runtuh khususnya kekakuan dan redaman relatif sulit untuk ditentukan. Hal tersebut terjadi dengan beberapa alasan yaitu bahwa:

- 1) sangat sulit untuk mengetahui secara eksak interaksi antara bagian bagian struktur pada saat pembebanan dinamik;
- 2) diperlukan kekuatan peralatan yang sangat besar/mahal untuk membebani model bangunan skala penuh di laboratorium sampai runtuh;
- 3) uji laboratorium skala penuh sangatlah mahal.

Oleh karena itu, perlu dicari jalan keluar untuk mengatasi masalah tersebut.

Salah satu cara untuk menyelesaikan masalah adalah dengan melalui pemodelan beban dinamik, pemodelan struktur dan simulasi numerik respons struktur akibat beban dinamik yang bekerja.

2.5.1 Analisis Dinamik

Gaya lateral yang bekerja pada struktur selama terjadi gempa tidak dapat dievaluasi secara akurat oleh metode analisis statik. Analisis dinamik dipakai untuk memperoleh hasil evaluasi yang lebih akurat dari gaya gempa dan perilaku struktur. Struktur yang didesain secara statik dapat ditentukan apakah struktur tersebut cukup aman berdasarkan hasil responsnya dengan analisis dinamik. Jika dari hasil respons tersebut struktur dinyatakan tidak aman, desain struktur tersebut harus dimodifikasi agar memenuhi syarat struktur tahan gempa.

2.5.2 Analisis Dinamik Linier

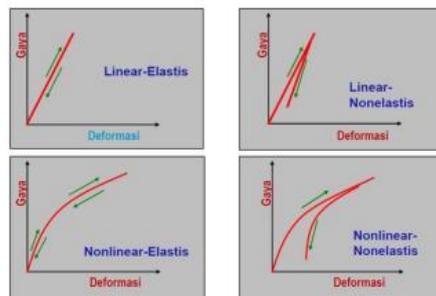
Respons elastis dari suatu struktur akibat gaya gempa dapat ditentukan dengan analisis modal. Riwayat waktu dari respons tiap ragam karakteristik harus diperoleh terlebih dahulu dan kemudian dijumlahkan untuk memperoleh respons riwayat waktu dari kumpulan massa dengan sistem derajat kebebasan. Prosedur ini dinamakan analisis riwayat waktu. Analisis respons dinamik riwayat waktu linear adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data masukan dimana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung atau dapat juga melalui metode analisis ragam. Analisis riwayat waktu tidak selamanya diperlukan karena sering kali hanya nilai maksimum respons yang diperlukan untuk perencanaan gempa. Dalam hal ini, nilai maksimum dari respons tiap ragam diperoleh dari desain spektra dan ditambahkan untuk menentukan respons maksimum dari keseluruhan sistem. Prosedur ini dinamakan analisis ragam spektrum respons. Analisis ragam spektrum respons adalah suatu cara analisis untuk menentukan respons dinamik struktur gedung beraturan 3 dimensi yang

berperilaku secara elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa dimana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai hasil superposisi dari respons dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respons gempa rencana. Namun, metode ini tidak dapat digunakan jika ada ragam dimana periode getaran translasional atau torsional mendekati nilai periode alami. Dalam hal ini, harus digunakan integrasi langsung dari persamaan geraknya.

2.5.3 Analisis Dinamik Nonlinier

Ketika terjadi gempa besar, struktur mengalami keadaan plastis di beberapa tempat. Sehingga bangunan tidak lagi berperilaku linear akan tetapi berperilaku nonlinear. Dengan begitu diperlukan analisis nonlinear untuk mengetahui perilaku struktur saat mengalami gempa besar.

Analisis linear berarti respon yang diterima struktur berbanding lurus dengan pembebanan yang diberikan. Sedangkan analisis nonlinear, respon yang diterima struktur tidak berbanding lurus dengan pembebanan yang diberikan. Respon tersebut disebabkan oleh material yang tidak linear, geometri yang tidak linear dan keduanya. Respon dapat dilihat pada Gambar 2.8 dibawah ini :



Gambar 2.8: Respon yang diterima terhadap pembebanan yang diberikan.

Analisis dinamik nonlinear adalah analisis yang menggunakan input akselerogram untuk mendapatkan respon dinamik suatu struktur. Deformasi plastis yang terjadi pada elemen stuktur tergantung pada sejarah pembebanan, sehingga analisis yang diperlukan untuk melakukan evaluasi kinerja bangunan

adalah analisis dinamik nonlinear. Pada analisis Dinamik Nonlinear dibutuhkan beberapa data detail seperti data percepatan gempa, tingkat kenonlieneran suatu elemen, yang mana membutuhkan pengetahuan khusus untuk menganalisis tingkat kenonlinearan suatu elemen. Selain rumit running suatu model analisis dinamik nonlinear membutuhkan waktu yang tidak sedikit. Sehingga karena penggunaanya yang relatif lama dan sulit maka beberapa peneliti mengusulkan penggunaan analisis statis nonlinear untuk menggantikan analisis dinamik nonlinear riwayat waktu sebagai alat untuk mengevaluasi perilaku. Hal ini dilakukan karena analisis statis nonlinear dinilai relatif mudah dan dapat digunakan untuk meramalkan kinerja struktur terhadap beban lateral selama mode yang dominan adalah mode pertama dan periode alami struktur tidak melebihi satu detik.

2.6 Deformasi

Deformasi adalah Perubahan bentuk pada elemen struktur akibat adanya gaya atau tekanan yang bekerja sehingga mengalami perpindahan dari kedudukan awalnya. Deformasi terbagi atas dua yakni deformasi linear dan nonlinear.

- a. Deformasi Linier adalah kondisi dimana regangan sebanding dengan tegangan yang terjadi dalam keadaan elastis bahan. Hal ini erat kaitannya dengan modulus young (E) yang menggambarkan kekakuan bahan. Hubungan antara regangan dan tegangan dalam deformasi linear dapat dijelaskan oleh Hukum Hooke.
- b. Deformasi Nonlinier adalah kondisi dimana hubungan antara regangan dan tegangan tidak lagi sebanding ini terjadi dalam kondisi inelastis.

2.7 IDA (*Incremental Dynamic Analysis*)

Incremental Dynamic Analysis merupakan suatu metode analisis dinamik yang berfungsi untuk mempelajari struktur bangunan terhadap getaran gempa. *Incremental* dalam hal ini adalah kenaikan teratur dan bertahap pada nilai RSA terhadap IDR. IDA digunakan juga untuk menentukan kemampuan

struktur dalam menerima getaran gempa dan memprediksi parameter performa seperti faktor daktilitas, sudut rotasi maksimum dan dapat melihat respon struktur terhadap getaran tanah akibat gempa dengan menganalisis pada kondisi – kondisi batasnya.

IDA dijalankan berdasarkan rekaman tanah dalam satu rangkaian skenario gempa yang membutuhkan sistem komputasi yang besar. Menurut SNI 1726:2019, minimal 8 *ground motion* harus dipertimbangkan dalam analisis. Pemilihan *ground motion* tersebut harus memiliki karakteristik seperti gempa di lokasi kota yang akan menjadi tujuan analisis.

2.8 PBSD (*Performance Based Seismic Design*)

Konsep PBSD berasal dari ATC 40 dan FEMA – 273, pada konsep ini menetapkan tingkat kinerja yang diharapkan dapat dicapai saat struktur dilanda gempa dengan intensitas tertentu. Dalam mengevaluasi kinerja struktur dengan konsep ini perlu dilakukan analisis nonlinier. FEMA 356 (*Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*), mengatur tingkat kinerja suatu bangunan sebagai berikut :

1. *Immediate Occupancy (IO)*

Tingkat kinerja dimana struktur dapat langsung digunakan kembali setelah terjadinya gempa. Pada kondisi ini sistem penahan gaya vertikal dan lateral pada bangunan berhasil mempertahankan bangunan dari kegagalan struktur/rusak.

2. *Limit Safety (LS)*

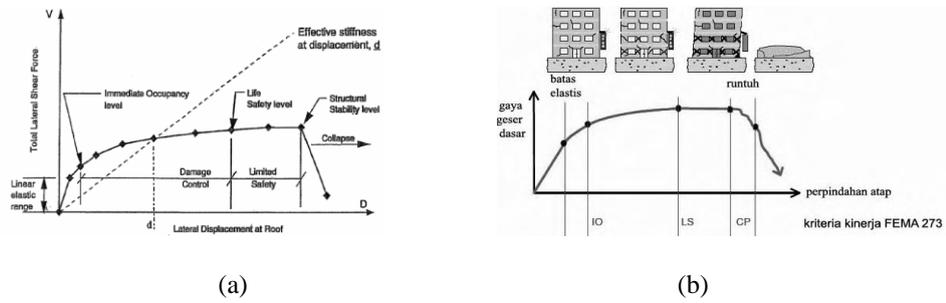
Pada kondisi ini kerusakan yang signifikan dapat terjadi, tetapi bangunan masih dianggap aman untuk penghuni, dengan melakukan perbaikan ulang pada bagian – bagian struktural yang rusak.

3. *Collapse Prevention (CP)*

Pada kondisi ini struktur sudah mengalami kerusakan serius tetapi belum runtuh. Meskipun komponen utama masih berdiri, kemampuan bangunan untuk menahan gaya lateral telah berkurang secara signifikan.

4. *Collapse*

Collapse merujuk pada kondisi dimana struktur mengalami keruntuhan total atau sebagian. Kondisi bangunan pada kondisi ini sudah tidak dapat menahan beban yang diterapkan, dan risiko bagi penghuni sangat tinggi.

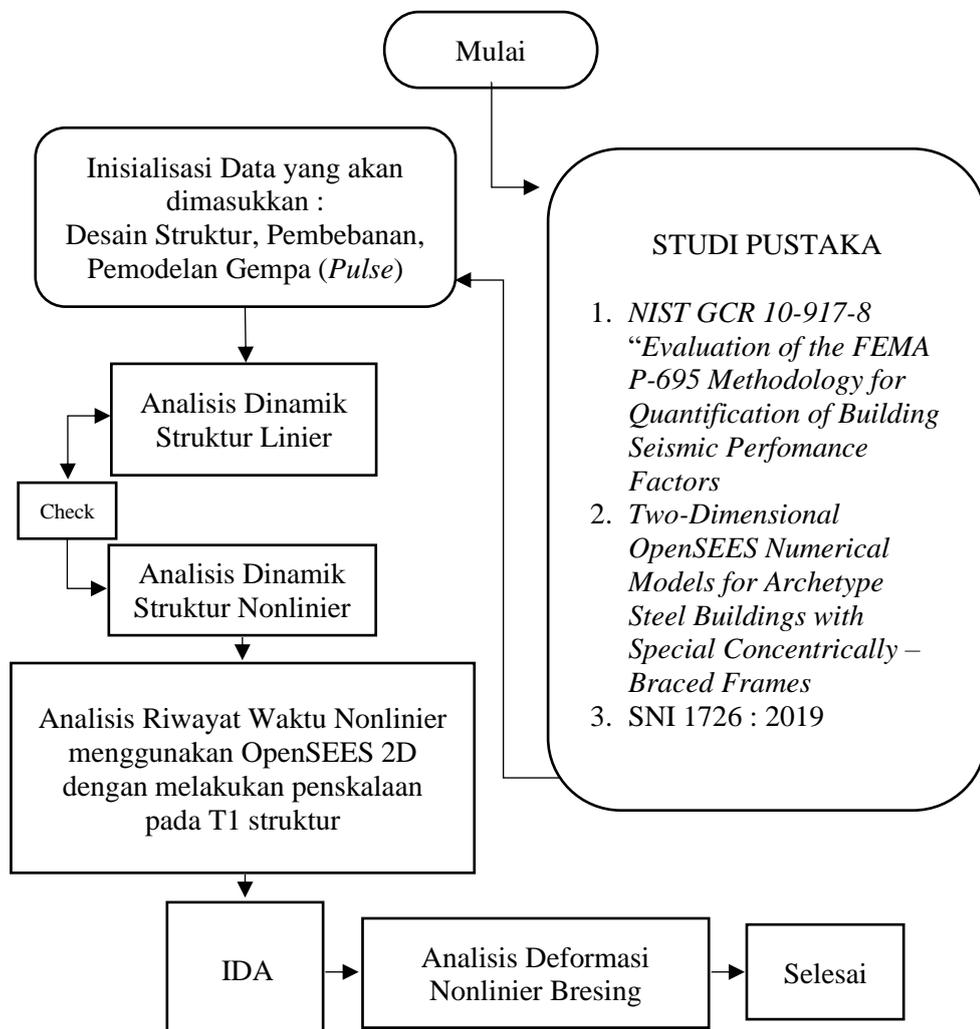


Gambar 2.9: (a) Kurva Kapasitas ATC – 40, (b) Kurva Kapasitas FEMA 273.

BAB 3 METODE PENELITIAN

3.1 Umum

Secara umum metode yang akan dipakai adalah metode kuantitatif komparatif dengan memakai data primer yang bersumber dari hasil metode analitis, metode penelitian yang akan dipakai ini masuk ke dalam metode penelitian terapan yang berbasis kepada studi literatur. Diagram alir langkah - langkah yg akan ditempuh dalam penelitian ini ditunjukkan pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan Alir Penelitian.

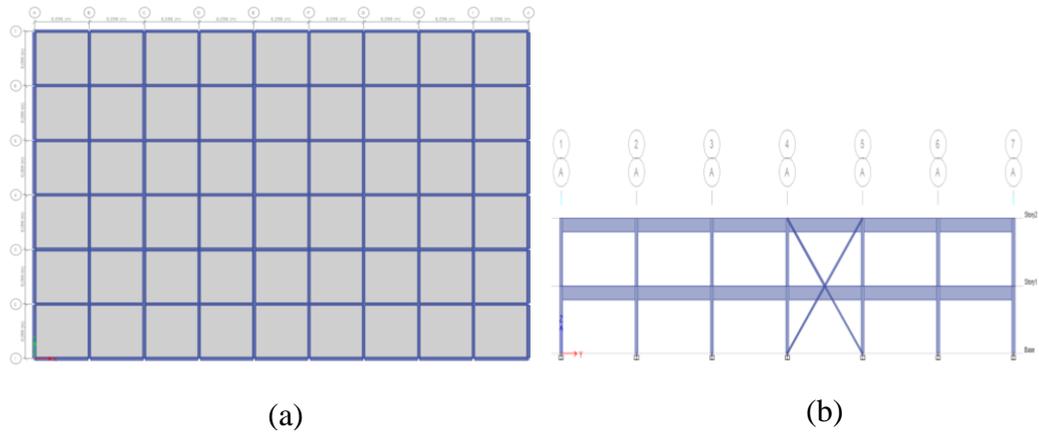
Berdasarkan Gambar 3.1, dapat dijelaskan bahwa dalam Tugas Akhir ini analisis dilakukan terhadap model dengan sistem SCBF. Model bangunan tersebut dianalisis secara *Linear* dan *Nonlinear* dengan menggunakan Metode Analisis Respon Spektrum (*Response Spectrum Analysis*) dengan menggunakan Program Analisis Struktur serta Analisis Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dengan menggunakan software OPENSEES versi 3.3.0, untuk mendapatkan nilai simpangan antar tingkat (*interstory drift*) ketika bangunan telah dikenakan gempa. Kemudian nilai simpangan tersebut akan dibandingkan dengan nilai-nilai yang dihasilkan pada metode-metode modifikasi penskalaan gempa.

Tabel 3.1: Jadwal Penelitian.

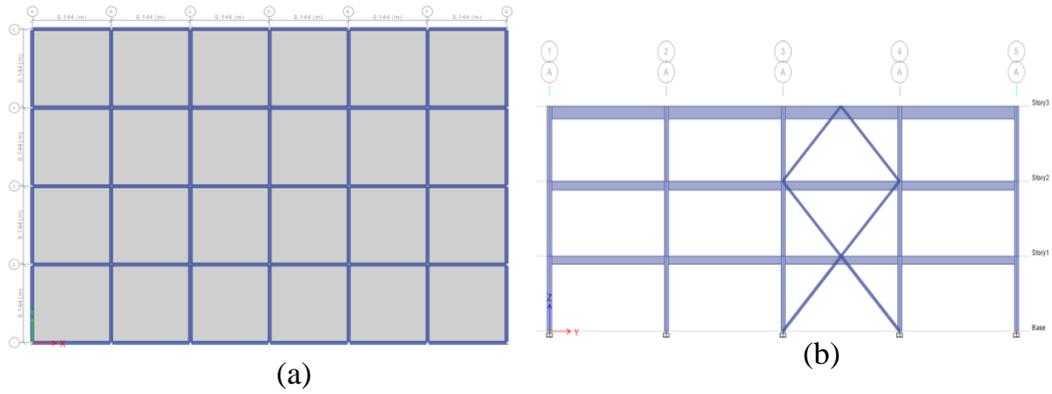
No.	Uraian	Nov-23	Des-23	Jan-24	Feb-24	Mar-24	Apr-24	Mei-24	Jun-24	Jul-24	Agu-24	Sep-24
1	Penyusunan Proposal Penelitian											
2	Penyerahan Proposal Penelitian											
3	Pengajuan Surat Izin Penelitian											
4	Pengumpulan Data					X						
5	Pengolahan Data					X						
6	Seminar Hasil											
7	Penyusunan Skripsi											
8	Sidang Skripsi											

3.2 Pemodelan Struktur

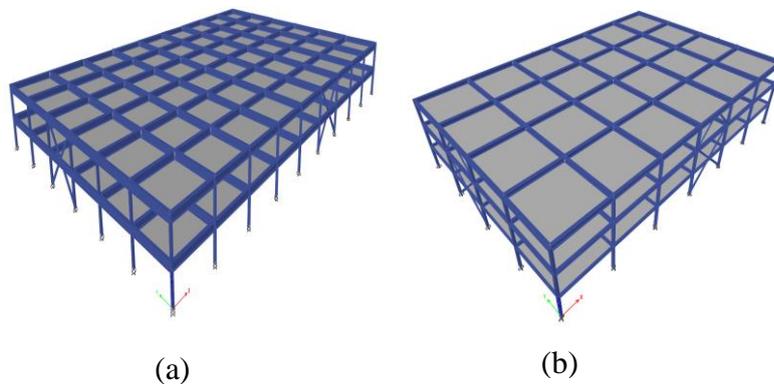
Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah baja dengan sistem rangka bresing konsentris khusus. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.2, Gambar 3.3 dan Gambar 3.4.



Gambar 3.2: Struktur 2 tingkat (a) Denah Struktur, (b) Bracing.



Gambar 3.3: Struktur 3 tingkat (a) Denah Struktur, (b) Bracing.



Gambar 3.4: Pemodelan 3D (a) Struktur 2 tingkat SCBF, (b) Struktur 3 tingkat SCBF.

3.2.1 Data Perencanaan Struktur

Adapun data perencanaan struktur yang digunakan pada kedua pemodelan dalam Program Analisis Struktur Nonlinier, yaitu:

1. Jenis pemanfaatan gedung perkantoran.
2. Gedung terletak di Makassar.
3. Klasifikasi situs tanah sedang (SD).
4. Sistem struktur yang digunakan adalah Rangka B्रेसing Konsentris Khusus.
5. Jenis portal struktur gedung adalah struktur baja.
6. Mutu baja yang digunakan berdasarkan *NIST GCR 10-917-8 "Evaluation of the FEMA P-695"*, untuk itu digunakan mutu baja sebagai berikut :

Tabel 3.2: Material struktur untuk SCBF.

<i>Steel Section</i>	<i>Material Properties</i>	
<i>W Sections</i>	ASTM A992	
	Fy = 50 ksi	Fu = 65 ksi
<i>HSS Sections</i>	ASTM A500 Grade B	
	Fy = 42 ksi	Fu = 58 ksi

7. Tinggi Tingkat/Lantai dan Luas Bangunan

Tabel 3.3: Tinggi dan Elevasi Model Gedung 2 Tingkat.

Lantai	Tinggi (m)	Elevasi (m)
2	3.048	6.096
1	3.048	3.048

Tabel 3.4: Tinggi dan Elevasi Model Gedung 3 Tingkat.

Lantai	Tinggi (m)	Elevasi (m)
3	4.572	13.716
2	4.572	9.144
1	4.572	4.572

Tabel 3.5: Luas Bangunan Model Gedung 2 Tingkat.

<i>Grid ID</i>	<i>Ordinat X (m)</i>	<i>Grid ID</i>	<i>Ordinat Y (m)</i>
A	0	1	0
B	6.096	2	6.096
C	12.192	3	12.192
D	18.288	4	18.288
E	24.384	5	24.384
F	30.48	6	30.48
G	36.576	7	36.576
H	42.672	Luas (m ²)	2006.71
I	48.768		
J	54.864		

Tabel 3.6: Luas Bangunan Model Gedung 3 Tingkat.

<i>Grid ID</i>	<i>Ordinat X (m)</i>	<i>Grid ID</i>	<i>Ordinat Y (m)</i>
A	0	1	0
B	9.144	2	9.144
C	18.288	3	18.288
D	27.432	4	27.432
E	36.576	5	36.576
F	45.72	Luas (m ²)	2006.71
G	54.864		

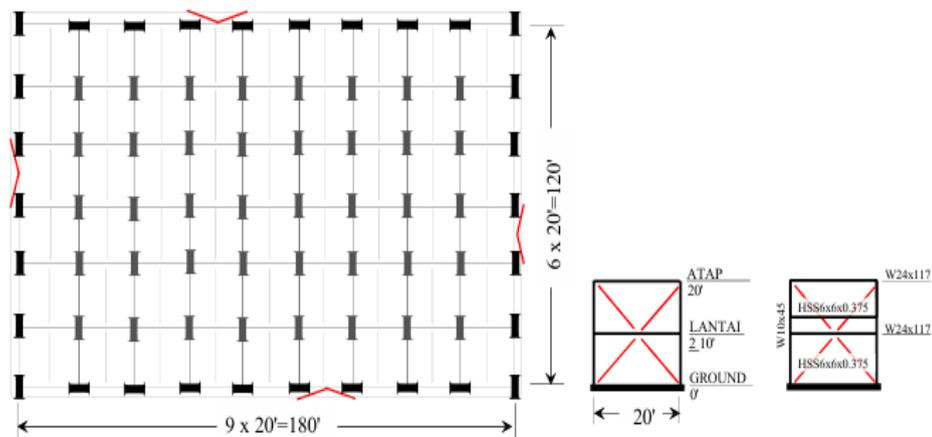
3.2.2 Dimensi Kolom – Balok, Bresiing, dan Pelat Lantai

Bangunan yang direncanakan adalah struktur beraturan, Struktur gedung direncanakan dengan Standar AISC (2005a dan 2005c) dan ASCE (2006). Profil kolom, balok, bresiing dan tebal pelat lantai terdapat pada Tabel 3.7.

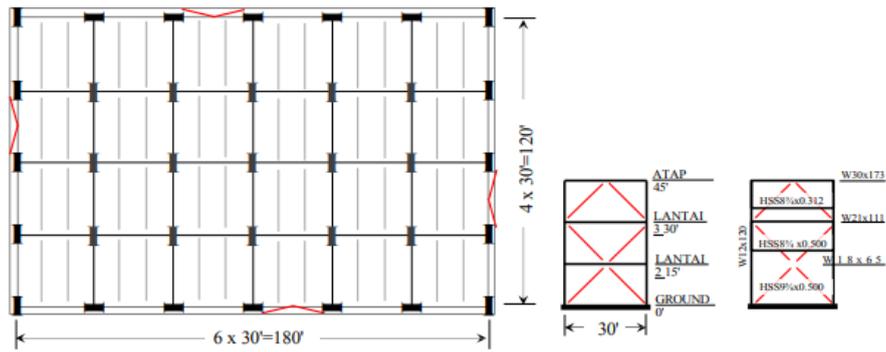
Tabel 3.7: Komponen struktural bangunan.

Model Bangunan	Lantai	Bresing	Kolom (Inchi)	Balok (Inchi)	Pelat Lantai (cm)
Level 2	1	HSS 6x6x3/8	W10x45	W24x117	Tebal = 15 cm
	2	HSS 6x6x3/8	W10x45	W24x117	
Level 3	1	HSS 9-5/8x0.5	W12x120	W18x65	
	2	HSS 8-3/4x0.5	W12x120	W21x111	
	3	HSS 8-3/4x0.312	W12x120	W30x173	

Gambar 3.5 dan Gambar 3.6 menunjukkan denah dan tata letak elevasi bangunan termasuk ukuran member. Perhatikan bahwa bresing dipasang dengan tipe V dan *Inverted V* (Lantai 1 model 2 tingkat dan Lantai 1 dan 3 model 3 tingkat) disetiap sisi tertentu bangunan seperti yang terlihat pada Gambar dibawah ini.



Gambar 3.3: Konfigurasi rencana arketipe rangka bresing bangunan 2 lantai (Model SCBF, Elkady & Lignos 2020).



Gambar 3.4: Konfigurasi rencana arketipe rangka bresing bangunan 2 lantai (Model SCBF, Elkady & Lignos 2020).

Desain balok pada Tugas Akhir ini dibedakan berdasarkan besarnya beban yang bekerja secara vertikal terutama beban sendiri struktur, pelat serta beban hidup saat masa layan. Balok terdiri dari balok utama tanpa tanpa balok anak, balok utama adalah balok yang ujungnya langsung bertemu dengan kolom sejajar arah X dan Y global. Kolom merupakan penahan gaya aksial dan lentur yang terhubung kaku dengan balok – balok diatas dan dibawahnya. Saat terjadi gempa kolom menerima sebagian beban lateral yang sebelumnya didistribusikan lebih besar kepada elemen baja bresing konsentris khusus.

3.3 Analisis Struktur

3.3.1 Analisis Dinamik Struktur Linier

Analisis ini menggunakan Metode Respon Spektrum. Pada analisis ini, alat bantu software yang digunakan adalah Program Analisis Struktur.

3.3.1.1 Pembebanan

Kategori Desain Seismik (KDS) merupakan gabungan dari kategori intensitas gerakan tanah dan okupansi. Kategori Hunian II, dengan faktor kepentingan yang sama dan juga beban gravitasi untuk desain arketipe SCBF dalam penelitian ini di dasari pada *NIST GCR 10-917-8 “Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors”* dan SNI 1726 : 2019 Tabel 3.8 dan 3.9.

Tabel 3.8: Parameter Desain Seismik untuk arketipe SCBF.

Parameter	Nilai
Kategori Hunian	II (Kantor)
Faktor Kepentingan	1.0
Desain Akselerasi Spektral dalam periode pendek, SDS	0.2368 g
Percepatan Spektral Desain pada periode 1 detik, SD1	0.1774 g
F_a	1.6
F_v	2.376
R	6
C_d	5
Ω_0	2

Tabel 3.9: Beban Gravitasi untuk arketipe SCBF.

Komponen	Beban Gravitasi (Psf)
Beban Atap	
Atap dan Isolasi	7
Dek logam dan isi beton	47
Rangka baja dan tahan api	8
Langit-langit	3
Mekanik/Elektrikal	2
Total Pembebanan Atap	67
Beban Lantai	
Dek logam dan isi beton	47
Rangka baja dan tahan api	13
Dinding partisi	20
Langit-langit	3
Mekanik/Elektrikal	2
Total Pemuatan Lantai	85
Beban Hidup	
Atap	20
Lantai	50

Selain asumsi beban gravitasi untuk lantai dan atap yang terdiri dari beban mati dan hidup seperti pada tabel diatas, Adapun beban *Column Cladding* sebesar 15 psf.

3.3.1.2 Respon Spektrum Desain

Berdasarkan SNI 1726 : 2019, respon spektrum gempa didesain pada kondisi tanah sedang (SD) yang terletak di Kota Makassar, kemudian dianalisis dengan data $S_s = 0,222$ g dan $S_l = 0,112$ g. Nilai – nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain yaitu :

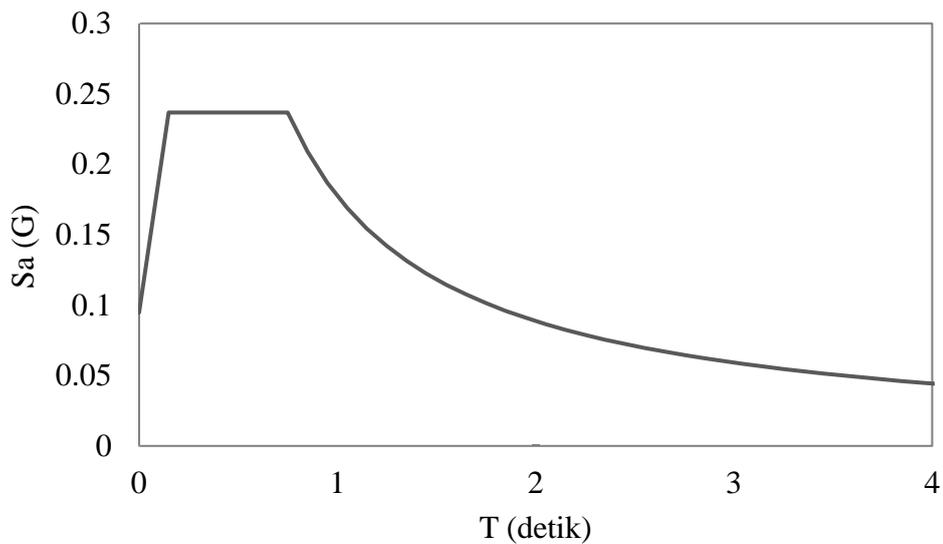
Tabel 3.10: Nilai – nilai pembentuk RSD.

F_a	1,6
F_v	2.3760
S_{DS}	0.2368
S_{D1}	0.1774
T_0	0.1498
T_s	0.7492

Berdasarkan SNI 1726 : 2019, untuk memperoleh nilai S_a digunakan persamaan berikut :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (\text{SNI 1726 : 2019 Pers. 11}) \quad (3.1)$$

Respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti yang ditampilkan pada Gambar 3.7.



Gambar 3.5: Respon Spektrum Desain berdasarkan SNI 1726 : 2019 Kota Makassar dengan jenis tanah sedang (SD).

Selanjutnya nilai respon spektrum desain yang didapatkan tersebut digunakan dalam Analisis Dinamik Struktur Linear dengan Metode Respon Spektrum pada pemodelan menggunakan Program Analisis Struktur.

3.3.1.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan dihitung berdasarkan ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 1726 : 2019 tentang standar perencanaan bangunan tahan gempa, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.11.

Tabel 3.11: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726 : 2019.

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 1	1.4	0	0	0
Kombinasi 2	1.2	1.6	0	0
Kombinasi 3	1.47	1	0.39	1.3
Kombinasi 4	0.93	1	-0.39	-1.3
Kombinasi 5	1.05	1	0.39	-1.3
Kombinasi 6	1.35	1	-0.39	1.3

Tabel 3.11: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien (DL)	Koefisien (LL)	Koefisien (EX)	Koefisien (EY)
Kombinasi 7	1.47	1	1.3	0.39
Kombinasi 8	0.93	1	-1.3	-0.39
Kombinasi 9	1.35	1	1.3	-0.39
Kombinasi 10	1.05	1	-1.3	0.39
Kombinasi 11	1.17	0	0.39	13
Kombinasi 12	0.63	0	-0.39	-1.3
Kombinasi 13	0.75	0	0.39	-1.3
Kombinasi 14	1.05	0	-0.39	1.3
Kombinasi 15	1.17	0	1.3	0.39
Kombinasi 16	0.63	0	-1.3	-0.39
Kombinasi 17	1.05	0	1.3	-0.39
Kombinasi 18	0.75	0	-1.3	0.39
Kombinasi Maximum <i>Envelope</i>	Nilai <i>absolute</i> dari seluruh kombinasi			

Kombinasi Maximum dengan tipe *envelope* tidak bersifat menjumlahkan beban seperti halnya tipe kombinasi *linear add*, namun tipe ini berfungsi untuk mencari nilai gaya maksimum dan minimum dari beban yang bergerak (dimana pada beban bergerak, beban maksimum dan minimum pada suatu batang maupun *joint* tergantung dari posisi bebannya).

3.3.1.4 Analisis Respon Spektrum Ragam

Analisis ini merupakan tahap desain yang harus memenuhi syarat – syarat batas berdasarkan SNI 1726 : 2019. Analisis telah memenuhi syarat jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi masa ragam terkombinasi yaitu sebesar 100% dari massa struktur . Pengecualian sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing – masing arah

horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Untuk memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (Sum UX dan Sum UY) menggunakan program yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Nilai perioda alami fundamental atau perioda getar alami, adalah waktu yang diperlukan oleh suatu struktur untuk menyelesaikan satu siklus getaran bebas setelah terganggu dari posisi keseimbangannya. Ini merupakan parameter penting dalam perancangan struktur, terutama untuk bangunan yang harus tahan terhadap gempa.

Analisis persentase nilai perioda ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) yang diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15% dan (*Square Root of the Sum of Square/SRSS*) lebih besar dari 15%. Adapun analisis perioda yang diperoleh dapat dilihat pada Tabel 3.12 dan Tabel 3.13.

Tabel 3.12: Data perioda dan partisipasi massa (Model 2 Tingkat).

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	0.52	0.9289	0	0.9289	0
2	0.477	0	0.9185	0.9289	0.9185
3	0.326	0	0	0.9289	0.9185
4	0.207	0.0711	0	1	0.9185
5	0.181	0	0.0815	1	1
6	0.13	0	0	1	1

Tabel 3.13: Data perioda dan partisipasi massa (Model 3 Tingkat).

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	1.413	0	0.8968	0	0.8968
2	1.351	0.8918	0	0.8918	0.8968
3	0.877	0	0	0.8918	0.8968
4	0.53	0	0.0875	0.8918	0.9843
5	0.493	0.0907	0	0.9825	0.9843
6	0.338	0	0	0.9825	0.9843
7	0.318	0	0.0157	0.9825	1
8	0.292	0.0175	0	1	1
9	0.199	0	0	1	1

Dari hasil data Tabel 3.12 dan Tabel 3.13 perioda *output program* diatas maka didapat persentase selisih yang dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2.

3.3.1.5 Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726 : 2019, untuk memperoleh nilai gaya geser dasar dari metode analisis respon spektrum dapat menggunakan program yaitu nilai *base reaction* untuk arah pembebanan gempa.

a. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan analisis 3 dimensi yang diperoleh dari program nilai waktu getar alami fundamental atau perioda (T) adalah :

Model 2 Tingkat :

$$T \text{ arah X} = 0.52 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah Y} = 0.477 \text{ detik}$$

Model 3 Tingkat :

$$T \text{ arah X} = 1.351 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah Y} = 1.413 \text{ detik}$$

Maka, menurut peraturan SNI 1726 : 2019, perioda fundamental (T) yang digunakan didasarkan pada parameter nilai T_{max} yang diperoleh dari nilai T_a dikali dengan nilai C_u . Nilai perioda fundamental (T) yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.14 dan Tabel 3.15.

- $S_{D1} = 0.1774 \text{ g}$
- $C_u = 1.5$ (SNI 1726 : 2019 tabel 17)
- $C_t = 0.0731$ (SNI 1726 : 2019 tabel 18)
- $X = 0.75$ (SNI 1726 : 2019 tabel 18)
- $h = 6.096 \text{ m}$ (Model 2 Tingkat)
- $h = 13.716 \text{ m}$ (Model 3 Tingkat)
- $T_a = C_t \times h^x$ (SNI 1726 : 2019 persamaan 36) (3.2)
 $= 0.2836 \text{ detik}$ (Model 2 Tingkat)
 $= 0.5210 \text{ detik}$ (Model 3 Tingkat)
- $T_{max} = C_u \times T_a$ (SNI 1726 : 2019 pasal 7.8.2) (3.3)
 $= 0.425 \text{ detik}$ (Model 2 Tingkat)
 $= 0.782 \text{ detik}$ (Model 3 Tingkat)

Tabel 3.14: Nilai T yang digunakan (Model 2 Tingkat).

Arah	T _{max}	T _{Program}	T _{digunakan}
X	0.425	0.520	0.425
Y	0.425	0.477	0.425

Tabel 3.15: Nilai T yang digunakan (Model 3 Tingkat).

Arah	T _{max}	T _{Program}	T _{digunakan}
X	0.782	1.351	0.782
Y	0.782	1.413	0.782

b. Penentuan faktor respon gempa (C)

Berdasarkan peraturan SNI 1726 : 2019, penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s), dijelaskan dibawah ini :

- $C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{R}$ (SNI 1726 : 2019 persamaan 31) (3.4)

$$= 0,0395$$

- $C_{s \text{ hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T \left(\left(\frac{R}{I_e} \right) \right)}$ (SNI 1726 : 2019 persamaan 32) (3.5)

Untuk Model 2 Tingkat :

$$C_{s X} = 0.0695$$

$$C_{s Y} = 0.0695$$

Untuk Model 3 Tingkat :

$$C_{s X} = 0.0378$$

$$C_{s Y} = 0.0378$$

- $C_{s \text{ minimum}} = 0.044 S_{Ds} I \geq 0,01$ (SNI 1726 : 2019 pers. 34) (3.6)

$$= 0.0104$$

Tabel 3.16: Nilai C_s (Model 2 dan 3 Tingkat).

Arah	$C_{S \max}$	C_S hitungan (2 Tingkat)	C_S hitungan (3 Tingkat)	$C_{S \min}$	C_S digunakan (2 Tingkat)	C_S digunakan (3 Tingkat)
X	0.0395	0.0695	0.0378	0.0104	0.0395	0.0378
Y	0.0395	0.0695	0.0378	0.0104	0.0395	0.0378

Pemilihan nilai C_s diatas di dapat karena nilai $C_{s \max}$ berada diantara $C_{s \min}$ dan C_S hitungan untuk model 2 tingkat sedangkan pada model 3 tingkat C_S hitungan berada diantara $C_{s \min}$ dan $C_{s \max}$. Maka yang digunakan $C_{s \max}$ untuk model 3 tingkat dan C_S hitungan untuk model 3 tingkat sesuai peraturan SNI 1726 : 2019.

c. Gaya lateral statik ekivalen

Menurut SNI 1726 : 2019 gaya lateral statik ekivalen berupa gaya horizontal yang diberikan pada gedung menggunakan bantuan program berupa join loads yang diposisikan pada portal – portal bangunan tersebut.

3.3.2 Analisis Dinamik Struktur Nonlinier

3.3.2.1 Ground Motion Records (Data Rekaman Gempa)

Berdasarkan SNI 1726:2019 jumlah pengambilan *ground motion* minimal 8 *ground motion*, dalam studi ini akan menggunakan 10 *ground motion* mengandung efek *pulse*. Rekaman gerakan tanah mengandung efek detak diambil dari PEER NGA database berdasarkan hasil studi (Baker, 2007). Data rekaman gempa yang diambil sebanyak 10 rekaman gempa mengandung *pulse*. Daftar rekaman gempa dimaksud ditampilkan di Tabel 3.17.

Tabel 3.17: Rekaman Gerakan Tanah Mengandung Efek *Pulse*.

No.	Tahun	Nama Gempa	Nama Stasiun Gempa	Magnitudo
1	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array #6	6,5
2	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array #7	6,5
3	1980	Irpinia, Italy-01	Sturno	6,9

Tabel 3.17: *Lanjutan.*

No.	Tahun	Nama Gempa	Nama Stasiun Gempa	Magnitudo
4	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	6,5
5	1989	Loma Prieta	Saratoga - Aloha Ave	6,9
6	1992	Erzican, Turkey	Erzincan	6,7
7	1992	Cape Mendocino	Petrolia	7,0
8	1992	Landers	Lucerne	7,3
9	1994	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	6,7
10	1994	Northridge-01	Sylmar - Olive View Med FF	6,7

Setiap data rekaman gempa terdiri dari 2 data gempa horizontal (arah X dan Y) dan 1 data gempa vertikal (arah Z), namun dalam Tugas Akhir ini data rekaman gempa yang digunakan hanya gempa horizontal arah X, sementara gempa horizontal arah Y tidak digunakan.

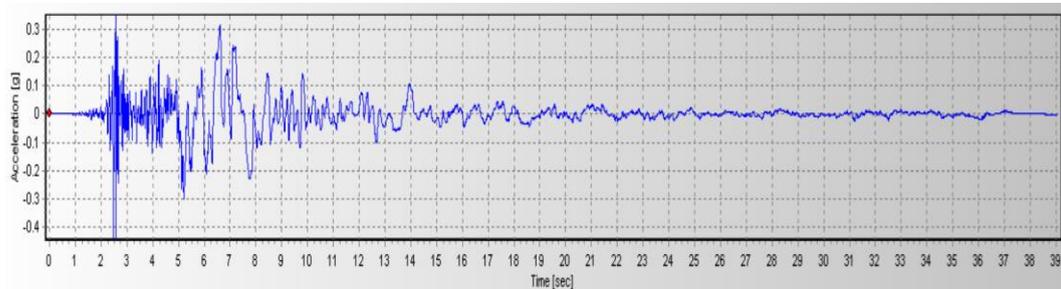
Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain. Kemudian data rekaman gempa yang telah diskalakan digunakan sebagai *input* pada software OPENSEES versi 3.3.0. untuk Analisis Dinamik Nonlinier Inelastis dengan Metode Analisis Respon Riwayat Waktu.

3.3.2.2 Analisis Respon Riwayat Waktu

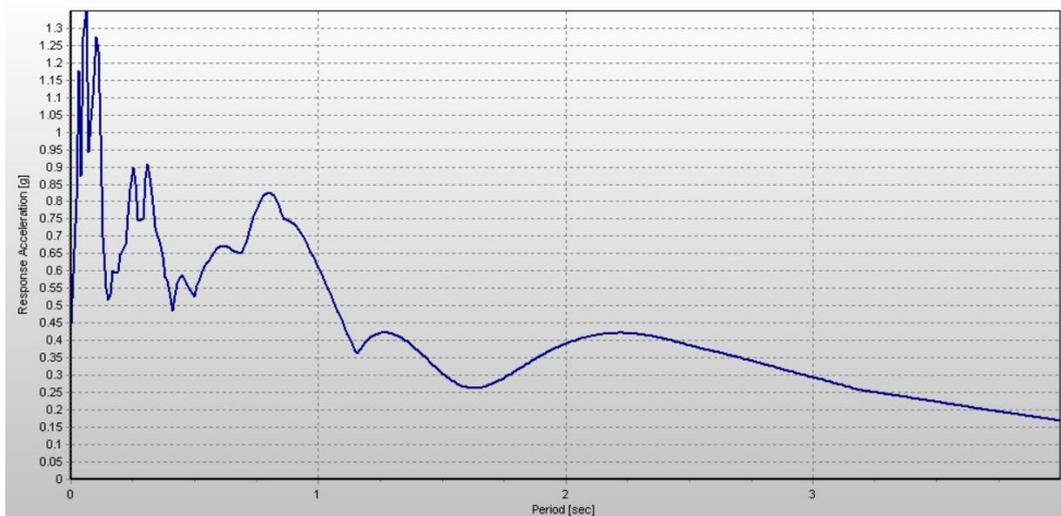
Analisis ini merupakan tahap evaluasi yang dijadikan sebagai metode untuk mengetahui bagaimana momen, gaya, serta perilaku struktur terhadap rekaman gempa dengan kriteria yang telah ditentukan, model yang digunakan tetap sama dan telah memenuhi syarat – syarat SNI 1726 : 2019. Pada Metode Respon Riwayat Waktu ini dianalisis secara dua dimensi. Alat bantu *software* yang digunakan adalah OPENSEES versi 3.3.0. Sebelum dianalisis dengan OPENSEES terdapat beberapa tahapan sebagai berikut :

- a. Pengambilan rekaman gempa dari PEER NGA. Daerah – daerah rekaman yang diambil tertera pada Tabel 3.17.

- b. Mengubah rekaman gempa menjadi respon spektrum dengan bantuan *software Seismosignal*. Hal ini dilakukan untuk memudahkan proses penskalaan.



Gambar 3.6: Rekaman gempa Imperial Valley #06 sebelum menjadi respon spektrum.

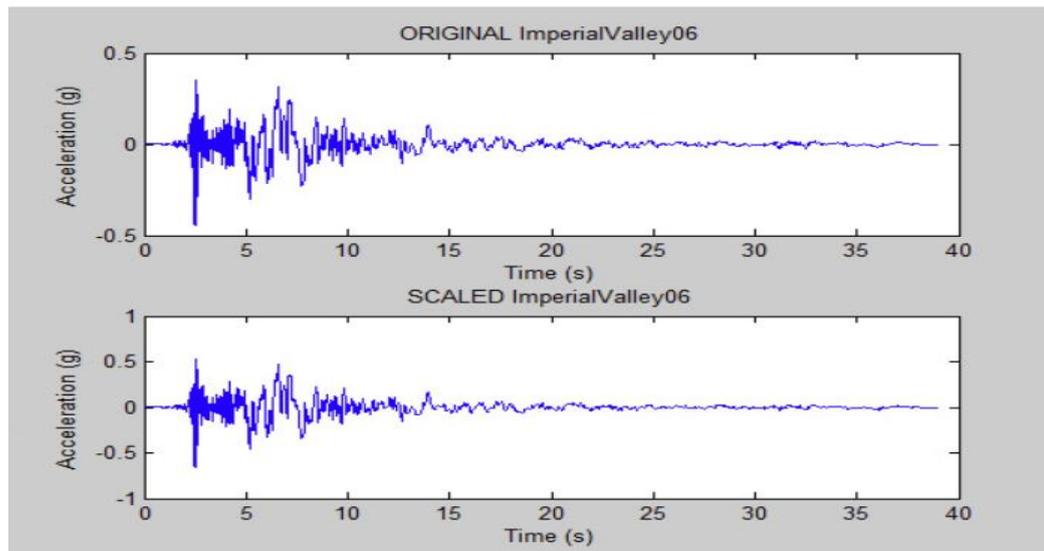


Gambar 3.7: Rekaman gempa Imperial Valley #06 setelah diubah menjadi respon spektrum.

- c. Menskalakan rekaman gempa dengan menggunakan *software MATLAB*, rekaman gempa akan dijadikan gempa tunggal.

Tabel 3.18: Faktor skala gempa yang telah disesuaikan dengan periode struktur.

NO.	Rekaman Gempa	Faktor Skala untuk struktur 2 tingkat (Matlab)	Faktor Skala untuk struktur 3 tingkat (Matlab)
1	ImperialValley06	1.7927	1.4900
2	ImperialValley07	2.4792	1.5099
3	IrpiniaItaly01	1.4361	2.2414
4	SuperstitionHills02	1.1343	0.9604
5	LomaPrieta	1.5933	1.5541
6	ErzicanTurkey	1.3261	1.3559
7	CapeMendocino	1.1923	0.7064
8	Landers	1.3624	1.5699
9	Northridge01R	0.5055	0.5166
10	Northridge01S	0.8769	0.8520



Gambar 3.8: Rekaman gempa sebelum dan sesudah di skalakan terhadap periode struktur.

Data – data rekaman yang telah diskalakan dan digabungkan dengan MATLAB akan digunakan sebagai input data pada analisis menggunakan OPENSEES.

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan Umum

Bab ini akan menjabarkan beberapa nilai dari hasil analisis linier dan nonlinier menggunakan program untuk mendapatkan nilai – nilai diantaranya adalah nilai simpangan, gaya – gaya dalam struktur gedung, efek P-delta dan simpangan. Model yang dianalisis adalah struktur SCBF dengan data – data yang sudah dijelaskan pada bab sebelumnya.

4.2 Hasil Analisis Linier

4.2.1 Respon Spektrum Ragam

Berdasarkan SNI 1726 : 2019, analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100%, Pengecualian sebagai alternatif, analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing – masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS. Syarat : $SRSS > 15\%$, $CQC < 15\%$.

Tabel 4.1: Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 2 Tingkat).

SYARAT			
Mode (Perioda)	Selisih Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 - 2	8%	OK	NOT OK
2 - 3	8%	OK	NOT OK
3 - 4	32%	NOT OK	OK
4 - 5	37%	NOT OK	OK
5 - 6	13%	OK	NOT OK

Analisis menggunakan metode (*Complete Quadratic Combination/CQC*) yang diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15% dan (*Square Root of the Sum of Square/SRSS*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisis diperoleh hasil :

- a. Mode (Perioda) 1 – 2 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda kecil dari 15%.
- b. Mode (Perioda) 2 – 3 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda kecil dari 15%.
- c. Mode (Perioda) 3 – 4 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda besar dari 15%.
- d. Mode (Perioda) 4 – 5 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda besar dari 15%.
- e. Mode (Perioda) 5 – 6 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda kecil dari 15%.

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda (Model 3 Tingkat).

SYARAT			
Mode (Perioda)	Selisih Persentase (%)	CQC < 15%	SRSS > 15%
1 – 2	4%	OK	NOT OK
2 – 3	35%	NOT OK	OK
3 – 4	40%	NOT OK	OK
4 – 5	7%	OK	NOT OK
5 – 6	31%	NOT OK	OK
6 – 7	6%	OK	NOT OK
7 – 8	8%	OK	NOT OK
8 – 9	32%	NOT OK	OK

Analisis menggunakan metode (*Complete Quadratic Combination/CQC*) yang diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15% dan (*Square Root of the Sum of Square/SRSS*) lebih besar dari 15%. Pada hasil analisis diperoleh hasil :

- a. Mode (Perioda) 1 – 2 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda kecil dari 15%.
- b. Mode (Perioda) 2 – 3 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda besar dari 15%.
- c. Mode (Perioda) 3 – 4 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda besar dari 15%.
- d. Mode (Perioda) 4 – 5 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda kecil dari 15%.
- e. Mode (Perioda) 5 – 6 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda besar dari 15%.
- f. Mode (Perioda) 6 – 7 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda kecil dari 15%.
- g. Mode (Perioda) 7 – 8 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda kecil dari 15%.
- h. Mode (Perioda) 8 – 9 struktur didapatkan hasil persentase nilai perioda besar dari 15%.

4.2.2 Gaya Geser Antar Tingkat

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 pasal 7.8.3, Gaya seismik lateral (F_X) di sebarang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_X = C_{VX} V \text{ dan } C_{VX} = \frac{W_X h_X^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4.1)$$

K = Eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut

- Untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$
- Untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$
- Untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Hasil analisa gaya geser lantai antar lantai dapat dilihat di Tabel berikut :

Tabel 4.3: Nilai gaya geser antar tingkat arah X dan Y (Model 2 Tingkat).

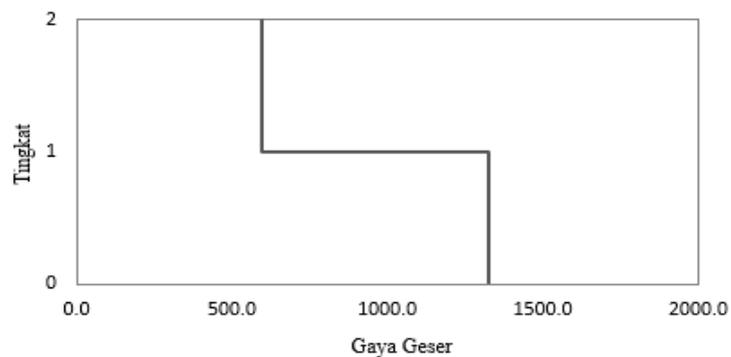
<i>Story</i>	Berat W_x	$W_x \cdot h_x^k$	Elevasi	<i>Force</i>	<i>Story Shear</i>
2	1.542564	3485.7	6.096	597.0	597.0
1	1.873721	4234.1	3.048	725.2	1322.2
Total	3.416285	7719.8		1322.2	1919.3

Tabel 4.4: Nilai gaya geser antar tingkat arah X dan Y (Model 3 Tingkat).

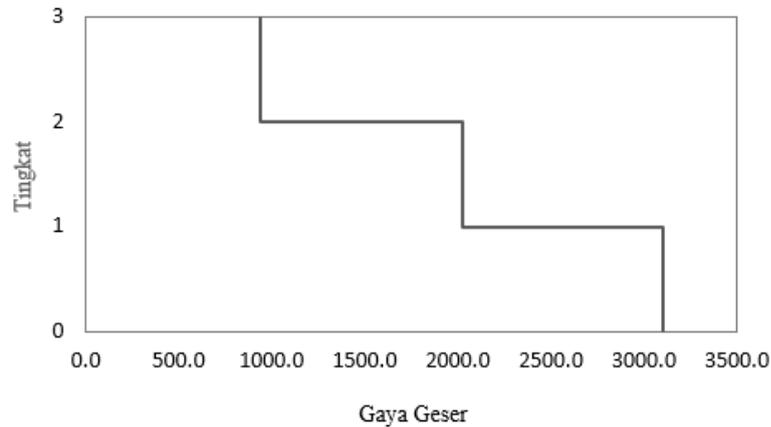
<i>Story</i>	Berat W_x	$W_x \cdot h_x^k$	Elevasi	<i>Force</i>	<i>Story Shear</i>
3	2.533537	37931.0	13.716	940.0	940.0
2	2.927444	43828.4	9.144	1086.2	2026.2
1	2.893205	43315.8	4.572	1073.5	3099.7
Total	8.354	125075.2		3099.7	6065.9

Nilai gaya geser antar lantai gedung berbeda – beda dan pada pemodelan ini nilai gaya geser lantai antar lantai arah X dan Y sama, gaya geser terbesar yaitu pada tingkat 1, dimana daerah tingkat 1 paling terdekat dengan tanah, selanjutnya diikuti pada tingkat 2, begitu seterusnya secara linier.

Adapun hasil diagram gaya geser antar lantai dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2.



Gambar 4.1: Gaya geser antar tingkat (Model 2 Tingkat).



Gambar 4.2: Gaya geser antar tingkat (Model 3 Tingkat).

Nilai gaya geser antar tingkat menunjukkan bahwa nilai gaya geser pada tingkat 1 lebih besar dibandingkan dengan tingkat di atasnya. Pada model 2 tingkat nilai gaya geser pada tingkat 1 sebesar 1322.2 kN/mm dan pada model 3 tingkat nilai gaya geser pada tingkat 1 sebesar 3099.7 kN/mm, Hal ini dapat dipengaruhi dari material propertis, beban lateral yang dimasukkan, beban struktur itu sendiri.

4.2.3 Koreksi Penskalaan Gaya

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 Pasal 7.9.1.4.1, 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 faktor skala. Untuk memenuhi syarat berdasarkan SNI 1726 : 2019, maka nilai faktor skala harus lebih kecil atau sama dengan 1.

$$\frac{V}{V_t} \geq 1 \quad (4.2)$$

A. Model Gedung 2 Tingkat

1. Berat Seismik Aktif

Tabel 4.5: Output program massa per lantai dalam satuan Kg.

Lantai	Massa (Kg)
1	1.542564
2	1.873721

$$W = Total\ Massa \times Gravitasi \times 1000 \quad (4.3)$$

$$W = 33502.311\text{ kN (Nilai ini merupakan total dari berat seismik efektif)}$$

2. Gaya geser dasar seismik (Hitungan) (V) dan Gaya geser statik (Program) (V_i)

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 persamaan 30 :

$$V = C_s \times W \quad (4.4)$$

3. Faktor skala awal

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 pasal 7.9.2.5.1 :

$$SF = g \times \left(\frac{I}{R}\right) \quad (4.5)$$

$$SF = 1635\text{ mm/s}^2$$

4. Gaya geser respon spektra unscaled (Program)

$$V_{i,x} = 1233.7756\text{ kN}$$

$$V_{i,y} = 1221.0470\text{ kN}$$

5. Penskalaan gaya gempa

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 pasal 7.9.2.5.2 :

$$f_x = \frac{V_x}{V_{i,x}} \quad (4.6)$$

$$f_x = 1.072$$

$$f_y = \frac{v_y}{v_{i,y}} \quad (4.7)$$

$$f_y = 1.083$$

Diperoleh penskalaan gaya gempa baru :

$$SF_x = SF \times f_x \quad (4.8)$$

$$SF_x = 1752.21 \text{ mm/s}^2$$

$$SF_y = SF \times f_y \quad (4.9)$$

$$SF_y = 1770.48 \text{ mm/s}^2$$

Maka, diperoleh nilai baru untuk V :

Tabel 4 6: Perbandingan nilai V dan V_t menggunakan faktor skala baru.

$V \geq V_t$	Keterangan
$V_x = 1322.6756 \text{ kN} \geq V_{tx} = 1322.2244 \text{ kN}$	OK
$V_y = 1322.6789 \text{ kN} \geq V_{ty} = 1322.2244 \text{ kN}$	OK

B. Model Gedung 3 Tingkat

1. Berat Seismik Aktif

Tabel 4.7: Output program massa per lantai dalam satuan Kg.

Lantai	Massa (Kg)
1	2.533537
2	2.927444
3	2.893205

$$W = \text{Massa} \times \text{Gravitasi} \times 1000 \quad (4.3)$$

$$W = 81927 \text{ kN (Nilai ini merupakan total dari berat seismik efektif)}$$

2. Gaya geser dasar seismik (Hitungan) (V) dan Gaya geser statik

(Program) (Vt)

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 persamaan 30 :

$$V = C_s \times W \quad (4.4)$$

3. Faktor skala awal

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 pasal 7.9.2.5.1 :

$$SF = g \times \left(\frac{I}{R}\right) \quad (4.5)$$

$$SF = 1635 \text{ mm/s}^2$$

4. Gaya geser respon spektra unscaled (Program)

$$V_{i,x} = 1580.865 \text{ kN}$$

$$V_{i,y} = 1521.369 \text{ kN}$$

5. Penskalaan gaya gempa

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 pasal 7.9.2.5.2 :

$$f_x = \frac{V_x}{V_{i,x}} \quad (4.6)$$

$$f_x = 1.961$$

$$f_y = \frac{V_y}{V_{i,y}} \quad (4.7)$$

$$f_y = 2.037$$

Diperoleh penskalaan gaya gempa baru :

$$SF_x = SF \times f_x \quad (4.8)$$

$$SF_x = 3205.83 \text{ mm/s}^2$$

$$SF_y = SF \times f_y \quad (4.9)$$

$$SF_y = 3331.20 \text{ mm/s}^2$$

Maka, diperoleh nilai baru untuk V:

Tabel 4.8: Perbandingan nilai V dan V_t menggunakan faktor skala baru.

$V \geq V_t$	Keterangan
$V_x = 3100.7462 \text{ kN} \geq V_{tx} = 2970.4391 \text{ kN}$	OK
$V_y = 3100.7468 \text{ kN} \geq V_{ty} = 2970.4391 \text{ kN}$	OK

4.2.4 Hasil Analisis Simpangan

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 kontrol simpangan antar tingkat hanya terdapat satu kinerja yaitu kinerja batas *ultimate*. Berikut ini adalah Tabel 4.9 dan Tabel 4.10 Yang menjelaskan simpangan gedung hasil respon spektrum.

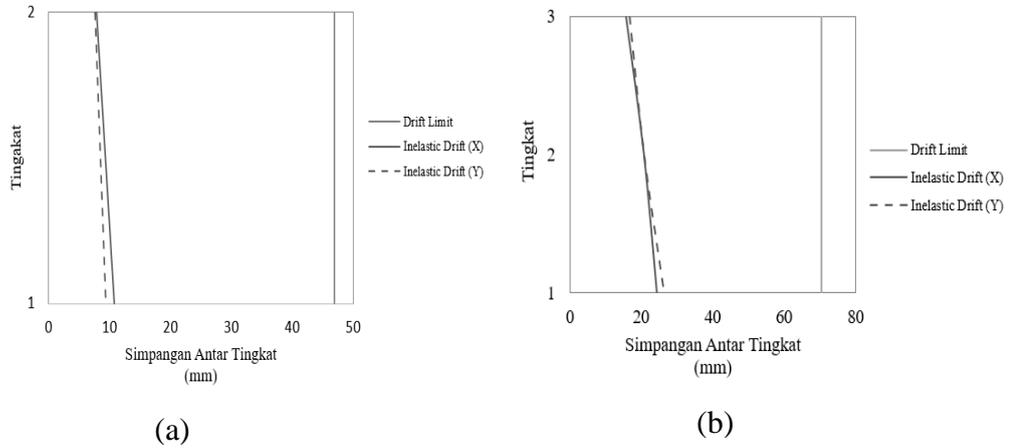
Tabel 4.9: Nilai simpangan gedung 2 tingkat pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726 : 2019.

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
2	3.750	3.391	1.586	1.514	3048	7.930	7.570	46.892	OK
1	2.164	1.877	2.164	1.877	3048	10.820	9.385	46.892	OK

Tabel 4.10: Nilai simpangan gedung 3 tingkat pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726 : 2019.

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	δe_x	δe_y	δe_x	δe_y		Δ_x	Δ_y		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
3	12.235	12.820	3.127	3.322	4572	15.635	16.610	70.338	OK
2	9.108	9.498	4.179	4.173	4572	20.895	20.865	70.338	OK
1	4.929	5.325	4.929	5.325	4572	24.645	26.625	70.338	OK

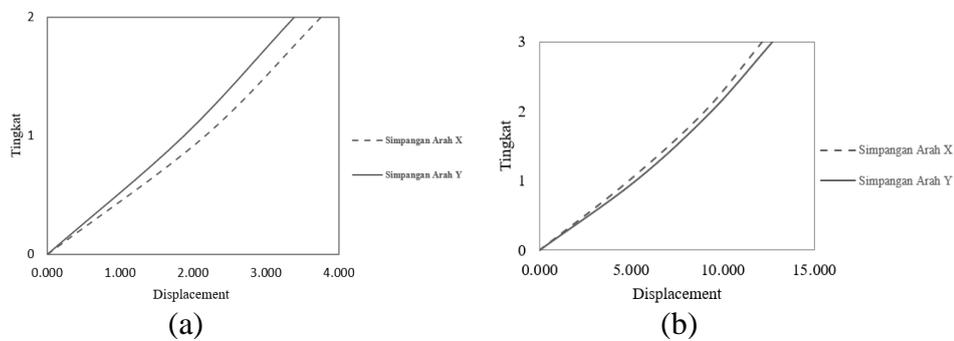
Berdasarkan Tabel 4.9 dan Tabel 4.10 kontrol simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari *Drift Limit*.



Gambar 4.3: Analisis simpangan antar tingkat (a) Model 2 Tingkat, (b) Model 3 Tingkat.

Pada Tabel 4.9 dan 4.10 diatas dapat dilihat besarnya simpangan yang terjadi akibat gempa arah x maupun y. Besar simpangan arah sumbu x dan y berbeda, hal ini diakibatkan oleh sistem penahan gaya lateral yang terpasang hanya pada arah tertentu. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur – unsur sub sistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Berikut ini disajikan diagram simpangan tingkat arah x sama dengan arah y, terhadap ketinggian gedung dengan analisis respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 4.4 dibawah ini.



Gambar 4.4 : Simpangan arah x dan y terhadap tingkat bangunan.

Pada Gambar 4.4 terlihat jelas bahwa pada model 2 tingkat simpangan arah X lebih besar dari simpangan arah Y, sedangkan pada model 3 tingkat Simpangan Arah Y lebih besar dari simpangan arah X.

4.2.5 Kekakuan Tingkat

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata – rata tiga tingkat diatasnya. Hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan pada Tabel 4.11 dan Tabel 4.12.

Tabel 4. 11: Distribusi kekakuan tingkat pada arah x dan y gedung 2 tingkat.

<i>Story</i>	<i>Story Stiffness (kN/m) (X)</i>	<i>Story Stiffness > 70% Story Stiffness above</i>
2	505270.631	
1	631137.416	OK

<i>Story</i>	<i>Story Stiffness (kN/m) (Y)</i>	<i>Story Stiffness > 70% Story Stiffness above</i>
2	552123.682	
1	746121.932	OK

Tabel 4.12: Distribusi kekakuan tingkat pada arah x dan y pada gedung 3 tingkat.

<i>Story</i>	<i>Story Stiffness (kN/m) (X)</i>	<i>Story Stiffness > 70% Story Stiffness above</i>
3	216,395	
2	291,287	OK
1	317760.35	OK

<i>Story</i>	<i>Story Stiffness (kN/m) (Y)</i>	<i>Story Stiffness > 70% Story Stiffness above</i>
3	190,271	
2	272,494	OK
1	277757.574	OK

Dari hasil perhitungan kekakuan tingkat arah X dan Y yang ditunjukkan pada Tabel 4.11 dan 4.12 menunjukkan bahwa kekakuan tingkat ke – 1 telah memenuhi syarat minimum yaitu 70% dari kekakuan tingkat ke – 2 dan Tabel 4.14 menunjukkan bahwa kekakuan tingkat ke – 1 telah memenuhi syarat minimum yaitu 70% dari kekakuan tingkat ke – 2 dan kekakuan tingkat ke – 2 telah memenuhi syarat minimum yaitu 70% dari kekakuan tingkat ke – 3 . Maka dengan demikian gedung yang direncanakan tidak mengalami *soft story*.

4.2.6 Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 pengaruh P – delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang di akibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan 4.10 sama dengan 0,1 :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (4.10)$$

$$\text{Atau } \theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (4.11)$$

Diman β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1.0.

Jika koefisien stabilitas (θ) lebih besar dari 0,10 tetapi kurang dari atau sama dengan θ_{max} , faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya komponen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya komponen struktur dengan $1,0/(1 - \theta)$.

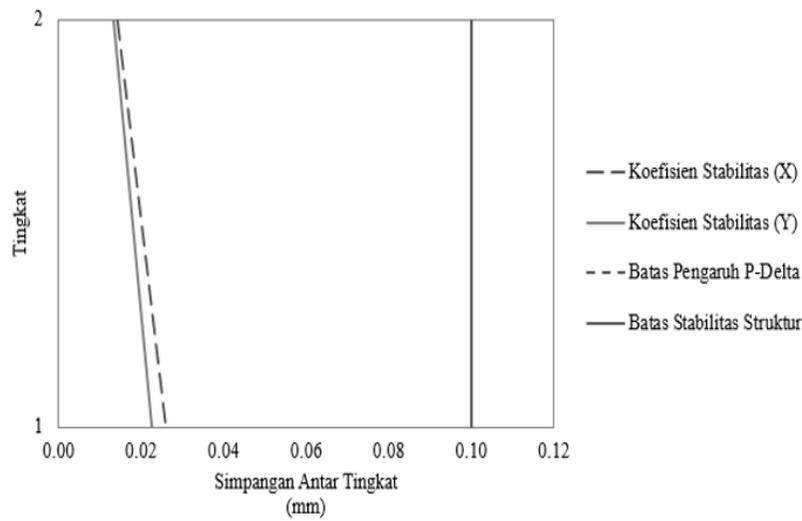
Tabel 4.13: Hasil analisis P – delta struktur pada model 2 tingkat.

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
2	7.930	7.570	21649.92	785.7601	800.1556	3048	0.0143	0.0134	0.1	0.1	OK
1	10.820	9.385	48819.23	1322.692	1322.6951	3048	0.0262	0.0227	0.1	0.1	OK

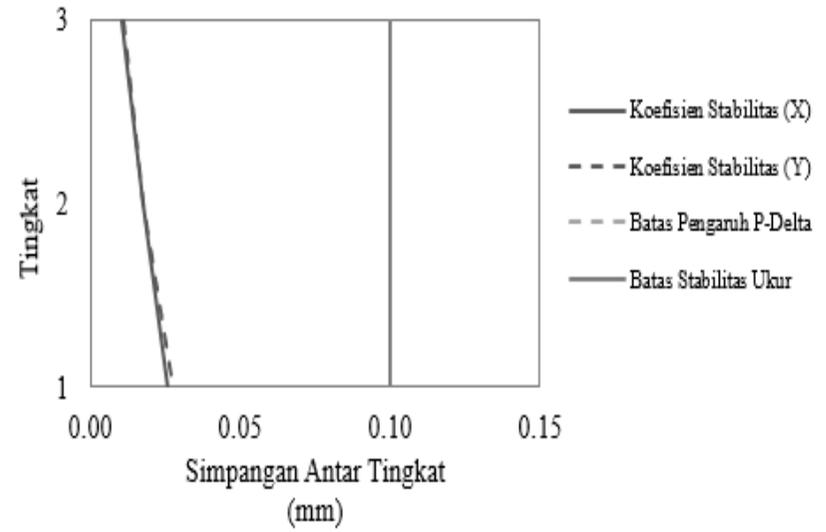
Tabel 4.14: Hasil analisis P – delta struktur pada model 3 tingkat.

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	Δ_x	Δ_y	P	V_x	V_y		θ_X	θ_Y			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
3	15.680	16.665	33069.51	2176.3735	2179.9059	4572	0.0104	0.0111	0.1	0.1	OK
2	20.760	20.725	71386.46	3650.0776	3627.5046	4572	0.0178	0.0178	0.1	0.1	OK
1	24.395	26.350	110962.37	4602.3956	4601.4796	4572	0.0257	0.0278	0.1	0.1	OK

Berdasarkan Tabel 4.13 dan Tabel 4.14 *stability ratio* atau koefisien stabilitas sudah memenuhi syarat batas stabilitas struktur (θ).



(a)



(b)

Gambar 4.5: Analisis P – Delta struktur (a) Model 2 Tingkat, (b) Model 3 Tingkat.

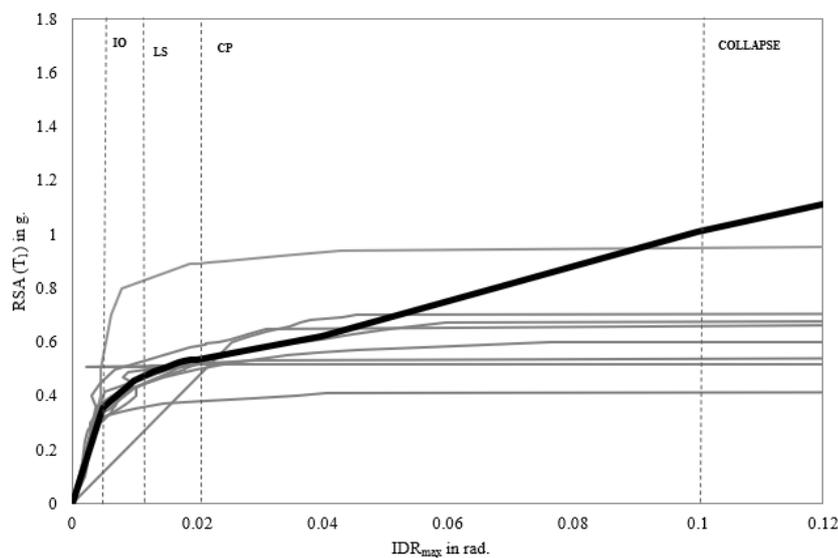
Dari Gambar 4.5 terlihat jelas bahwa pada model 2 tingkat simpangan di arah X lebih besar dibandingkan arah Y sedangkan pada model 3 tingkat simpangan arah Y lebih besar dibandingkan dengan arah X. Hal ini terjadi pada tingkat bawah (lantai 1) setiap model.

4.3 Hasil Analisis Nonlinier

Pada tahap ini, evaluasi struktur baja yang telah di desain terhadap beban gempa yang telah direncanakan telah dianalisis terutama pada tujuan tugas akhir ini yakni ingin mengetahui deformasi nonlinier pada bresing akibat gempa yang memiliki *pulse* pada tingkat yang dianggap krusial atau kritis yang telah melalui tahapan prosedur yang telah ditentukan.

4.3.1 IDA (*Incremental Dynamic Analysis*)

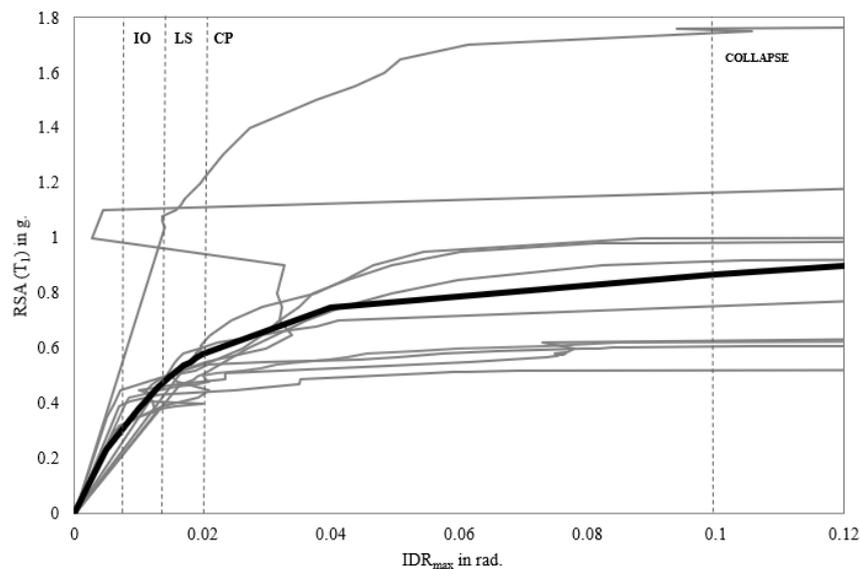
Studi IDA bersifat akselerogram dan model struktural yang spesifik, ketika mengalami gerakan tanah yang berbeda sebuah model seringkali akan menghasilkan respon yang sangat berbeda yang sulit untuk ditentukan secara *a priori*. Pada Gambar 4.6 dan Gambar 4.7 menunjukkan respon mulai dari degradasi bertahap menuju keruntuhan hingga perilaku puntir maju – mundur yang cepat dan non – monotonik. Setiap garis pada kurva dibawah ini mewakili ground motion pada Tabel 3.12 yang telah diskalakan pada T1 struktur.



Gambar 4.6: Kondisi batas IO, LS, dan CP untuk SCBF baja 2 tingkat akibat sejumlah gerakan tanah berdasarkan IDA.

Pengamatan empiris menunjukkan hasil respon IDR_{max} dalam bentuk grafik IDA yang telah di simulasikan pada metode analisis dinamik nonlinier dengan

struktur 2 tingkat, Gambar 4.6 menjelaskan nilai median untuk intensitas ukuran gerakan tanah (IM) yang kemungkinan memberikan deformasi global SCBF mencapai kondisi IO, LS, CP, dan Collapse, yaitu masing – masing secara berurutan RSA (T1) = 0.355 g, 0.506 g, 0.535 g, dan 1.012 g. Nilai median ini diwakili oleh garis hitam tebal pada grafik IDA dan garis – garis putus vertikal menunjukkan batas – batas disetiap kondisi. Hasil pada Gambar 4.6 ini sangat jelas menggambarkan bahwa pada kondisi CP pada model SCBF banyak dicapai akibat gerakan tanah sebelum respon deformasi struktur mencapai kondisi $IDR_{max} = 0.02$, bahkan sebelum kondisi CP, yang ditunjukkan oleh terjadinya lebih dahulu 80% perubahan kemiringan garis kekakuan elastis (Vamvatsikos dan Cornell, 2002, 2004). Karena hal inilah kemudian, studi ini meninjau perilaku deformasi nonlinier tidak elastis elemen bresing dari kondisi IO ($IDR_{max} = 0.005$) ke kondisi LS ($IDR_{max} = 0.015$) ke kondisi CP ($IDR_{max} = 0.02$) pada pemodelan struktur SCBF 2 tingkat. Perilaku deformasi tersebut hanya ditinjau pada bresing yang ada pada lantai 1, karena pada lantai inilah terjadi nilai IDRmax yang paling maksimum dalam merespon aksi gerakan tanah akibat gempa.



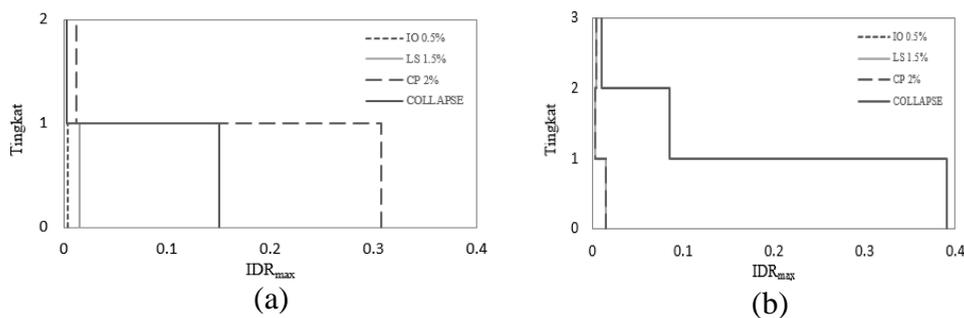
Gambar 4.7: Kondisi batas IO, LS, dan CP untuk SCBF baja 3 tingkat akibat sejumlah gerakan tanah berdasarkan IDA.

Pada model struktur 3 tingkat, Gambar 4.7 menjelaskan nilai median untuk intensitas ukuran gerakan tanah (IM) yang kemungkinan memberikan deformasi

global SCBF mencapai kondisi IO, LS, CP, dan Collapse, yaitu masing – masing secara berurutan $RSA (T1) = 0.233 g, 0.5 g, 0.581 g, \text{ dan } 0.868 g$. Hasil pada Gambar 4.7 ini sangat jelas menggambarkan bahwa ketika pada kondisi CP pada model SCBF sudah menunjukkan respon maju – mundur pada setiap respon struktur dari berbagai gerakan tanah yang dipilih pada studi ini. Sehingga hal tersebut juga menjelaskan kondisi ketidakstabilan terjadi ketika respon defromasi jauh sebelum mencapai $IDR_{max} = 0.1$ bahkan sebelum kondisi CP, yang ditunjukkan sudah terjadinya kemiringan ketika pada kondisi IO. Karena hal inilah kemudian, studi ini meninjau perilaku deformasi nonlinier tidak elastis elemen bresing dari kondisi IO ($IDR_{max} = 0.005$) ke kondisi LS ($IDR_{max} = 0.015$) ke kondisi CP ($IDR_{max} = 0.02$) pada pemodelan struktur SCBF 3 tingkat. Perilaku deformasi tersebut hanya ditinjau pada bresing yang ada pada lantai 1, karena pada lantai inilah terjadi nilai IDR_{max} yang paling maksimum dalam merespon aksi gerakan tanah akibat gempa.

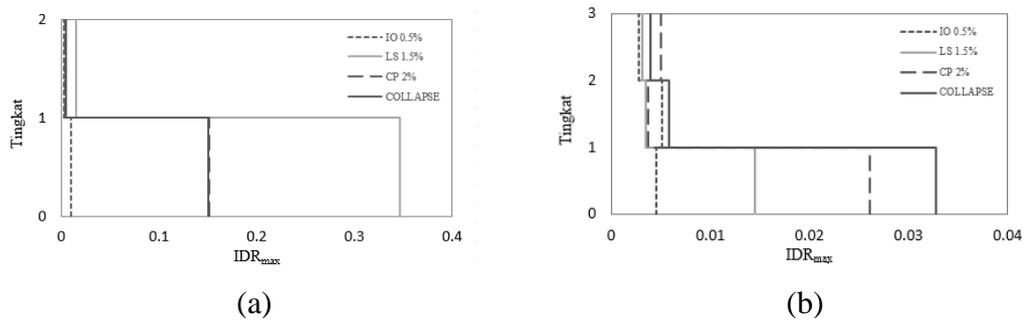
4.3.2 IDR (*Interstory Drift Ratio*)

Respon simpangan lateral maksimum di setiap tingkat dari analisis struktur respon riwayat waktu *nonlinear* dan *inelastic* dibuat dalam bentuk simpangan antar tingkat, IDR_{max} seperti yang ditunjukkan pada gambar – gambar dibawah ini terlihat bahwa tingkat paling krusial atau kritis terjadi pada tingkat satu.



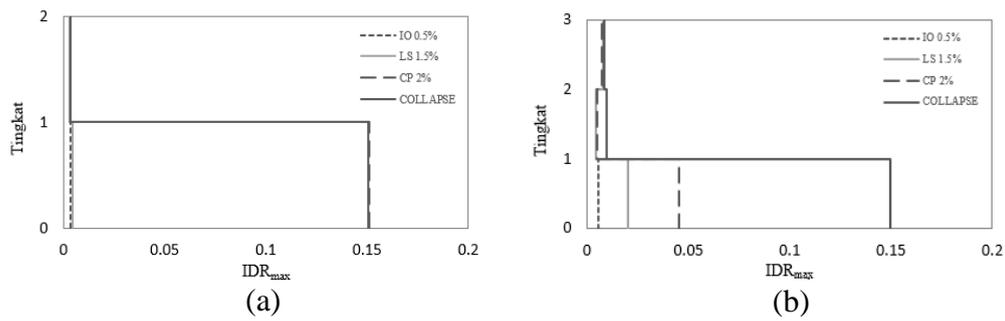
Gambar 4.8: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-06, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-06.

Pada Gambar 4.8 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi CP mengalami kenaikan yang besar dibandingkan dengan kondisi Collapse, hal ini menandakan bahwa pada kondisi CP telah terjadinya ketidakstabilan antar tingkat dimana telah terjadinya perubahan posisi horizontal sebelum pada kondisi Collapse. (b) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO, LS, CP mengalami kenaikan yang kecil sedangkan pada kondisi Collapse nilai IDR_{max} mengalami kenaikan yang cukup besar terutama pada tingkat satu pada struktur.



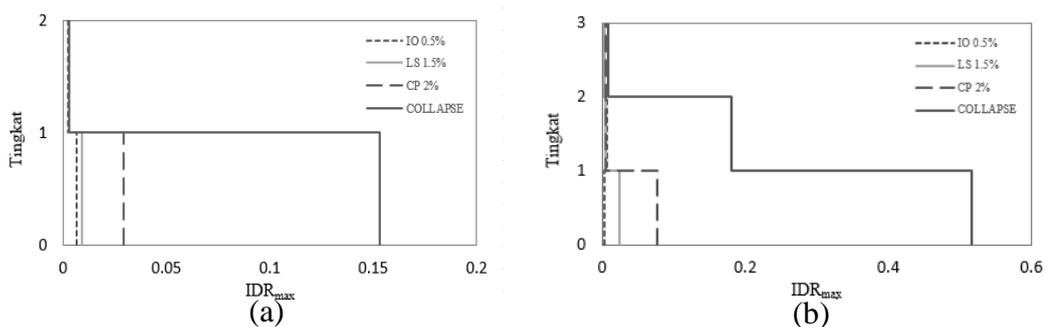
Gambar 4.9: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-07, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-07.

Pada Gambar 4.9 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi LS mengalami kenaikan yang besar dibandingkan dengan kondisi Collapse, hal ini mengindikasikan bahwa pada kondisi LS telah terjadinya ketidakstabilan antar tingkat dimana telah terjadinya perubahan posisi horizontal sebelum pada kondisi Collapse. (b) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO, LS, CP mengalami kenaikan yang cukup teratur sedangkan pada kondisi Collapse nilai IDR_{max} mengalami kenaikan yang cukup besar terhadap tingkat di atasnya.



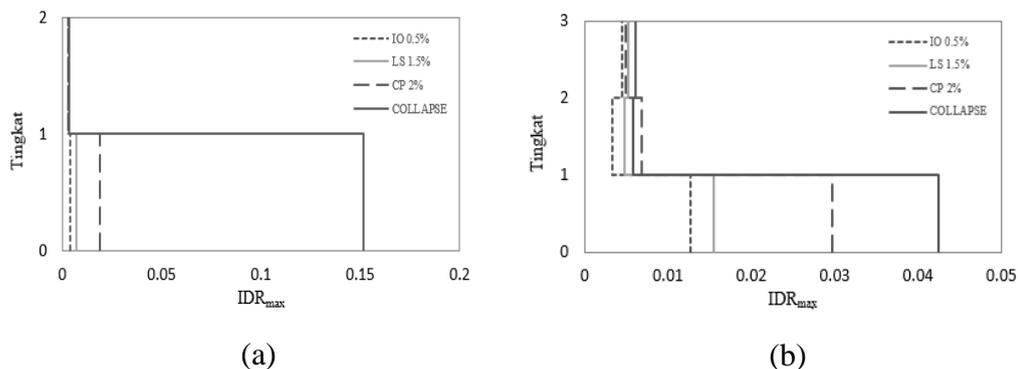
Gambar 4.10: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Irpinia, Italy-01, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Irpinia, Italy-01.

Pada gambar 4.10 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi CP mengalami kenaikan sedikit lebih besar dibandingkan dengan kondisi Collapse, hal ini mengindikasikan bahwa pada kondisi CP telah terjadinya ketidakstabilan antar tingkat dimana telah terjadinya perubahan posisi horizontal sebelum pada kondisi Collapse maupun hanya terjadi dalam skala kecil. (b) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO mengalami kenaikan kecil antara tingkat dua dan tingkat tiga sedangkan Pada kondisi Collapse nilai IDR_{max} pada tingkat satu memiliki nilai paling besar terhadap tingkat di atasnya dan mengalami penurunan seiring naiknya tingkat.



Gambar 4.11: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02.

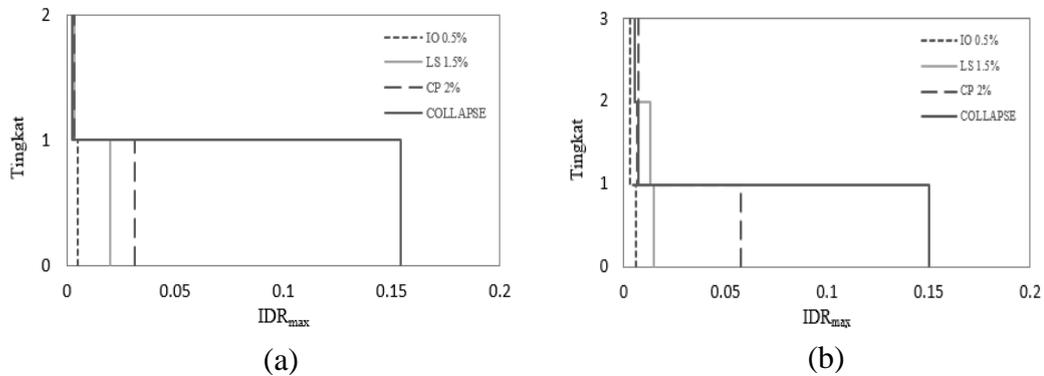
Pada gambar 4.11 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO menuju LS mengalami kenaikan yang rendah sedangkan pada kondisi CP menuju Collapse mengalami kenaikan yang cukup tinggi, hal ini mengindikasikan bahwa pada kondisi IO dan LS terjadi perubahan posisi horizontal yang sangat kecil antara tingkat satu dan tingkat dua sedangkan pada kondisi CP menuju Collapse telah terjadinya perubahan horizontal antar tingkat bawah dan atas secara signifikan yang mengindikasikan bahwa respon struktur yang diinginkan terpenuhi. (b) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO, LS, dan CP mengalami penurunan antara tingkat dua dan tingkat tiga sedangkan Pada kondisi Collapse terjadi penurunan nilai IDR_{max} yang cukup drastis yakni sebesar 17% antara tingkat dua dan tiga, 51% antara tingkat satu dan tiga .



Gambar 4.12: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Loma Prieta, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Loma Prieta.

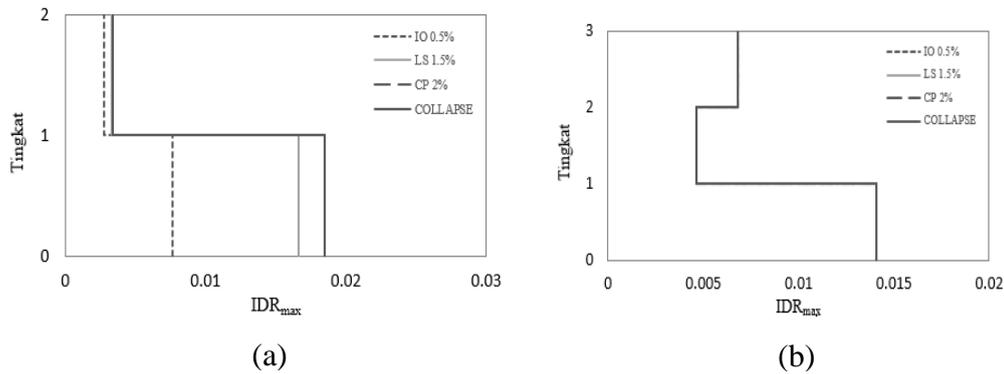
Pada gambar 4.12 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO menuju LS mengalami kenaikan yang rendah sedangkan pada kondisi CP menuju Collapse mengalami kenaikan yang cukup tinggi, hal ini mengindikasikan bahwa pada kondisi IO dan LS terjadi perubahan posisi horizontal yang sangat kecil antara tingkat satu dan tingkat dua sedangkan pada kondisi CP menuju Collapse telah terjadinya perubahan horizontal antar tingkat satu dan tingkat dua secara signifikan yang mengindikasikan bahwa respon struktur yang diinginkan terpenuhi. (b) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO, LS, CP mengalami

kenaikan yang cukup teratur sedangkan pada kondisi Collapse nilai IDR_{max} mengalami kenaikan yang cukup besar terhadap tingkat di atasnya.



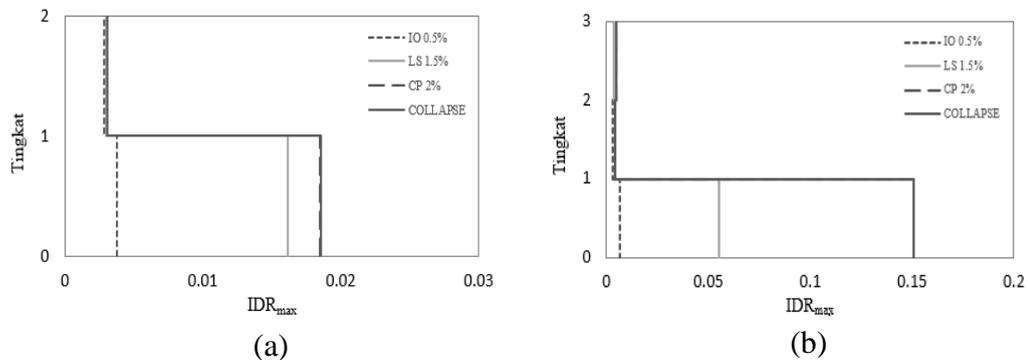
Gambar 4.13: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Erzican, Turkey, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Erzican, Turkey.

Pada gambar 4.13 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO menuju LS mengalami kenaikan dibandingkan dengan nilai IDR_{max} akibat gempa Loma Prieta dengan *pulse* lebih rendah dibandingkan gempa Erzican, Turkey. (b) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO mengalami kesamaan antara tingkat dua dan tingkat tiga sedangkan Pada kondisi Collapse nilai IDR_{max} pada tingkat satu memiliki nilai paling besar terhadap tingkat di atasnya dan mengalami penurunan seiring naiknya tingkat.



Gambar 4.14: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino.

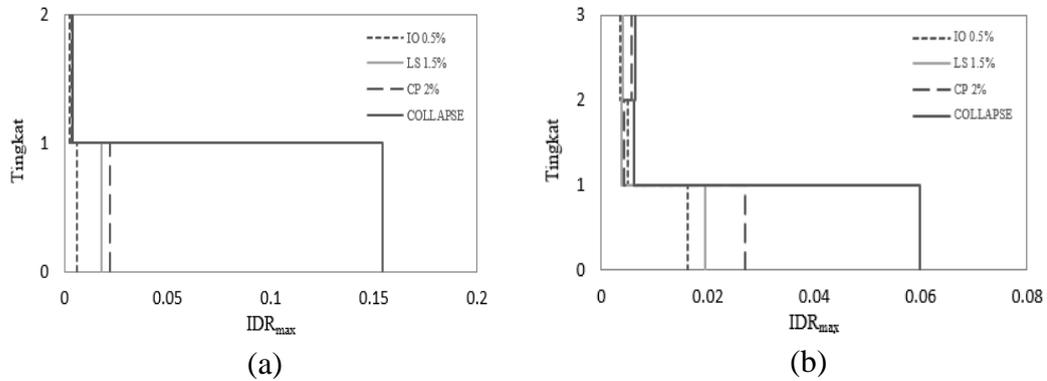
Pada gambar 4.14 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi CP menuju Collapse mengalami kenaikan yang sangat rendah dibandingkan dengan nilai IDR_{max} akibat gempa Loma Prieta dengan *pulse* lebih rendah dibandingkan gempa Erzican, Turkey. (b) Nilai IDR_{max} diseluruh kondisi (IO, LS, CP dan Collapse) untuk model 3 tingkat adalah sama menunjukkan bahwa struktur tidak dapat menahan beban gempa.



Gambar 4.15: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Landers, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Landers.

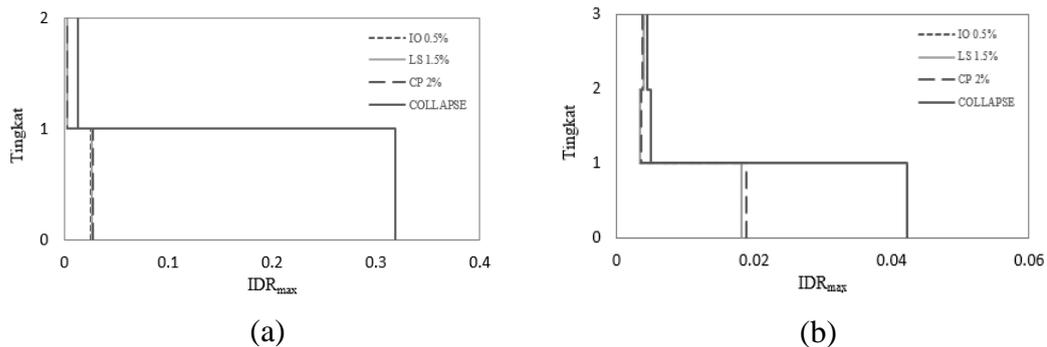
Pada gambar 4.15 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi CP menuju Collapse mengalami kenaikan yang sangat rendah dibandingkan dengan nilai IDR_{max} akibat gempa Loma Prieta dengan *pulse* lebih rendah dibandingkan gempa Landers. (b) Nilai IDR_{max} terbesar

terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi CP dan Collapse adalah sama, menunjukkan bahwa struktur sudah tidak dapat menahan beban gempa yang masuk ketika mulai pada kondisi CP menuju Collapse.



Gambar 4.16: (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01R, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01R.

Pada gambar 4.16 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi CP menuju Collapse mengalami kenaikan yang tinggi dibandingkan dengan kondisi LS menuju CP. (b) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO, LS, dan CP mengalami kenaikan yang teratur hingga pada kondisi Collapse nilai IDR_{max} pada tingkat satu mengalami kenaikan yang signifikan terhadap tingkat di atasnya.



Gambar 4.17 : (a) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 2 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S, (b) Rasio simpangan antar tingkat maksimum model 3 tingkat akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S.

Pada gambar 4.17 (a) Nilai IDR_{max} terbesar terjadi pada tingkat bawah (tingkat 1). Nilai IDR_{max} pada kondisi IO, LS, CP sangat kecil dibandingkan dengan nilai IDR_{max} pada kondisi Collapse. (b) Nilai IDR_{max} pada kondisi IO, LS, CP, dan Collapse memiliki kenaikan yang cukup rendah antara tingkat dua dan tingkat tiga, sedangkan antara tingkat satu dan dua mengalami kenaikan yang tinggi.

4.3.3 Deformasi Nonlinier Bresing

Deformasi yang terjadi pada bresing dikarenakan adanya gaya normal, akibatnya terjadilah regangan atau memanjang – memendek pada elemen bresing. Analisis deformasi nonlinier yang terjadi pada bresing mengakibatkan terjadinya simpangan permanent sebagai respon dari gerakan tanah akibat gempa.

Tabel 4.15: Simpangan Permanen pada bresing model 2 tingkat akibat *near – field earthquake (Pulse)*.

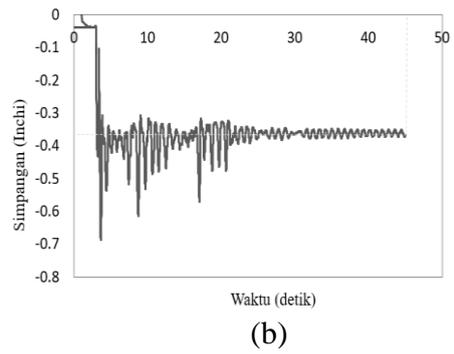
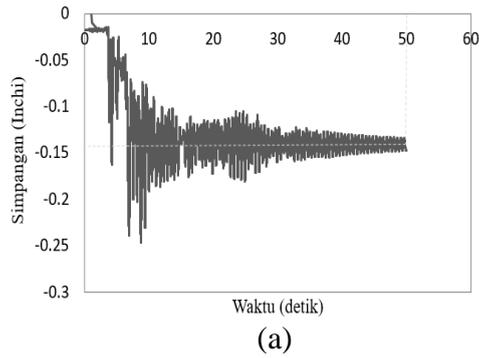
No.	Event	Pulse Indikator	Immediate Ocupancy		Limit Safety		Collapse Prevention		Collapse	
			RSA (T1)	Δ	RSA (T1)	Δ	RSA (T1)	Δ	RSA (T1)	Δ
1	Loma Prieta	0.86	0.35	-0.04	0.5	-0.043	0.58	-0.09	0.95	-0.4
2	Cape Mendocino	0.92	0.35	-0.035	0.5	-0.09	0.523	-0.11	0.524	-0.11
3	Irpinia, Italy-01	0.94	0.3	-0.036	0.5	-0.041	0.6	-0.041	1	-0.352
4	Superstition Hills-02	1.00	0.35	-0.035	0.49	-0.043	0.53	-0.14	0.55	-0.31
5	Imperial Valley-06	1.00	0.315	-0.038	0.5	-0.078	0.54	-0.81	1	-0.39
6	Erzican, Turkey	1.00	0.35	-0.029	0.5	-0.12	0.54	-0.18	0.9	-0.26
7	Imperial Valley-07	1.00	0.35	-0.041	0.42	-0.28	0.65	-0.34	0.95	-0.31
8	Landers	1.00	0.35	-0.046	0.506	-0.079	0.523	-0.09	0.524	-0.09
9	Northridge-01R	1.00	0.35	-0.034	0.501	-0.09	0.53	-0.12	0.77	-0.42
10	Northridge-01S	1.00	0.6	-0.14	0.61	-0.15	0.62	-0.16	0.84	-0.49

Note: - Tanda (+/-) menunjukkan arah
 - 1 Inchi = 0.0254 m
 - 1 Inchi = 2.54 cm
 - 1 Inchi = 25.4 mm

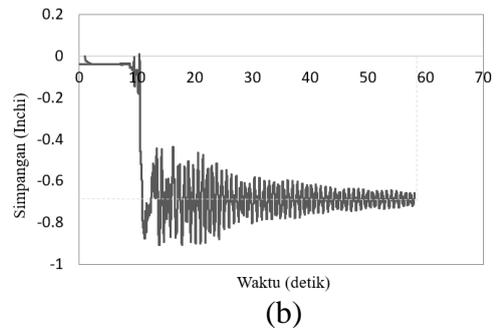
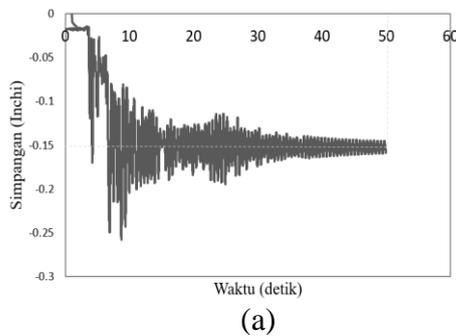
Tabel 4.16: Simpangan Permanen pada bresing model 3 tingkat akibat *near – field earthquake (Pulse)*.

No.	Event	Pulse Indikator	Immediate Ocupancy		Limit Safety		Collapse Prevention		Collapse	
			RSA (T1)	Δ	RSA (T1)	Δ	RSA (T1)	Δ	RSA (T1)	Δ
1	Loma Prieta	0.86	0.37	-0.145	0.51	-0.16	0.6	-0.45	0.85	-0.6
2	Cape Mendocino	0.92	1.04	-0.36	1.04	-0.36	1.04	-0.36	1.04	-0.36
3	Irpinia, Italy-01	0.94	0.41	-0.13	0.5	-0.34	0.58	-0.79	0.65	-1.11
4	Superstition Hills-02	1.00	0.39	0.035	0.51	-0.08	0.58	-0.99	0.7	21
5	Imperial Valley-06	1.00	0.52	-0.21	0.52	-0.21	0.58	-0.19	0.9	0.41
6	Erzican, Turkey	1.00	0.3	-0.082	0.5	0.39	0.58	-0.61	0.65	1
7	Imperial Valley-07	1.00	0.35	0.035	0.5	-0.115	0.6	-0.39	0.9	-0.75
8	Landers	1.00	0.32	-0.1	0.51	-0.69	0.534	-0.79	0.534	-0.51
9	Northridge-01	1.00	0.46	-0.05	0.5	-0.16	0.6	-0.33	0.85	-0.88
10	Northridge-01	1.00	0.56	-0.165	0.58	-0.19	0.58	-0.18	0.85	-0.51

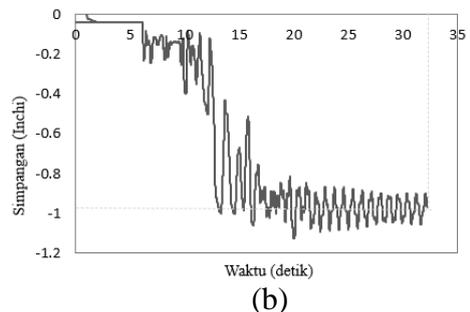
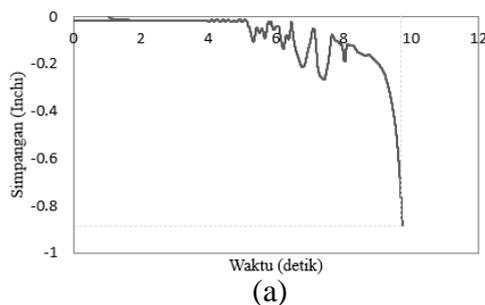
Note: - Tanda (+/-) menunjukkan arah
 - 1 Inchi = 0.0254 m
 - 1 Inchi = 2.54 cm
 - 1 Inchi = 25.4 mm



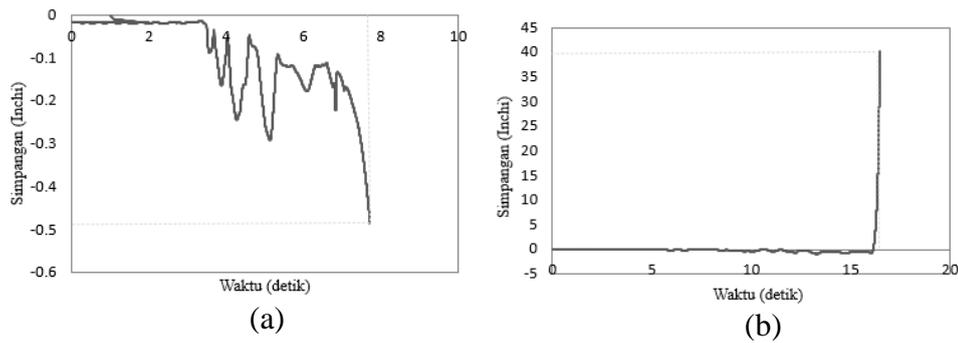
Gambar 4.18: (a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi IO ($\Delta = 0.14$) akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator *pulse* 1.00, (b) Model 3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi IO ($\Delta = 0.36$) akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino dengan indikator *pulse* 0.92.



Gambar 4.19: (a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi LS ($\Delta = 0.15$) akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator *pulse* 1.00, (b) Model 3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi LS ($\Delta = 0.69$) akibat gerakan tanah gempa Landers dengan indikator *pulse* 1.00.



Gambar 4.20: (a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi CP ($\Delta = 0.89$) akibat gerakan tanah gempa Imperial Valley-06 dengan indikator *pulse* 1.00, (b) Model 3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi CP ($\Delta = 0.99$) akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02 dengan indikator *pulse* 1.00.



Gambar 4.21: (a) Model 2 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi Collapse ($\Delta = 0.49$) akibat gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator *pulse* 1.00, (b) Model 3 tingkat = Simpangan permanen maksimum pada saat kondisi Collapse ($\Delta = 39$) akibat gerakan tanah gempa Superstition Hills-02 dengan indikator *pulse* 1.00.

Berdasarkan pengamatan empiris, didapatkan hasil yang berbeda antara model 2 tingkat dengan model 3 tingkat, sebagai berikut:

1. Kondisi IO model 2 tingkat nilai maksimum diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator *pulse* 1.00 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.14$) dengan perioda waktu ± 50 detik kemudian mengalami putus pada elemen, sedangkan pada model 3 tingkat diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Cape Mendocino dengan indikator *pulse* 0.92 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.36$) dengan perioda waktu ± 45 detik kemudian mengalami putus pada elemen.
2. Kondisi LS model 2 tingkat nilai maksimum diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator *pulse* 1.00 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.15$) dengan perioda waktu ± 50 detik kemudian mengalami putus pada elemen, sedangkan pada model 3 tingkat diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Landers dengan indikator *pulse* 1.00 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.69$) dengan perioda waktu ± 60 detik kemudian mengalami putus pada elemen.
3. Kondisi CP model 2 tingkat nilai maksimum diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Imperial Valley-06 dengan indikator *pulse* 1.00 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.89$) dengan perioda waktu ± 10 detik kemudian mengalami putus pada elemen, sedangkan pada model 3 tingkat diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Superstition Hills-02 dengan

indikator *pulse* 1.00 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.99$) dengan perioda waktu ± 35 detik kemudian mengalami putus pada elemen.

4. Kondisi Collapse model 2 tingkat nilai maksimum diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Northridge-01S dengan indikator *pulse* 1.00 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.49$) dengan perioda waktu ± 8 detik kemudian mengalami putus pada elemen, sedangkan pada model 3 tingkat diakibatkan oleh gerakan tanah gempa Superstition Hills-02 dengan indikator *pulse* 1.00 dengan nilai simpangan sebesar ($\Delta = 0.39$) dengan perioda waktu ± 16 detik kemudian mengalami putus pada elemen.

Tabel 4.17: Analisis SWOT untuk penggunaan bresing pada struktur SCBF.

<i>Strengths</i> (Kekuatan)	<i>Weaknesses</i> (Kelemahan)	<i>Opportunities</i> (Peluang)	<i>Threats</i> (Ancaman)
Konfigurasi bresing V dan Inverted V mampu menerima gaya gempa dengan indikator <i>pulse</i> sebesar 1.0 g pada studi ini, hal ini ditandai dengan deformasi nonlinier yang terjadi pada bresing mengalami kondisi putus/rusak pada kondisi CP dan Collapse.	Penggunaan bresing yang tidak menyeluruh pada model desain yang digunakan pada studi ini dapat menjadi indikator penyebab ketidakstabilan struktur ditandai dengan respon struktur terhadap rekaman gempa pada kurva IDA.	Penggunaan bresing secara menyeluruh pada model desain yang digunakan pada studi ini dapat menjadi indikator meningkatnya kestabilan struktur dan kemungkinan dapat mengurangi deformasi yang terjadi pada bresing akibat gaya aksial.	Penggunaan bresing pada setiap bagian struktur juga dapat memakan biaya operasional yang lebih besar baik dari tahap pelaksanaan/ pemasangan bresing, dan tahap pemeliharanya.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis data dan pembahasan mengenai deformasi nonlinier bresing akibat gempa dekat yang mengandung *pulse* pada struktur SCBF, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. *Pulse* Indikator pada gerakan tanah tidak mempengaruhi besar kecilnya nilai deformasi nonlinear pada bresing dan juga waktu yang diperlukan bresing sebelum nantinya mengalami putus pada elemennya, hal ini jelas terlihat pada Tabel 4.16 yang menunjukkan bahwa pada kondisi IO terdeteksi bahwa nilai Δ maksimum terjadi akibat gerakan tanah gempa Cape Mendocino dengan *pulse* indikator sebesar 0.92 g. Besarnya gaya yang timbul akibat gerakan tanah gempa tertentu mengandung *pulse* dapat menyebabkan bresing mengalami putus yang ditandai dengan deformasi yang besar dan perioda waktu relative singkat, bahkan hal ini dapat terjadi sebelum kondisi Collapse.

5.2 Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, dimensi balok – kolom dan bresing yang ekonomis diabaikan. Selanjutnya, dapat dievaluasi kembali.
2. Dalam Tugas Akhir ini, jika terdapat hasil yang kurang sesuai pada analisis linier dan nonlinier diharapkan agar dapat diskusi dengan penulis.
3. Diharapkan tugas akhir ini dapat diteruskan atau dievaluasi kembali dalam rangka mendapatkan hasil yang optimal dan dapat dilakukan perbandingan terhadap hasil yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

- AISC, 2005a, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute for Steel Construction, Chicago, Illinois.
- AISC, 2005c, Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- ASCE, 2006, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- Bakhshivand, E., Amiri, H. A., & Maleki, S. (2022). Evaluation of seismic performance factors for dual steel SMF-SCBF systems using FEMA P695 methodology. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 163, 107506.
- Baker, J. W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the seismological society of America*, 97(5), 1486-1501.
- Baker, J.W., 2015. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), pp.579-599
- Bradley CR, Fahnestock LA, Hines EM. Dual system design for a low-ductility concentrically braced frame with a reserve moment frame. *Structures* 2021;34: 3315–28.
- Cai, W. (2009). Comparative study of ductile and non-ductile concentrically braced frame (Doctoral dissertation, Illinois Institute of Technology).
- Elkady, A., & Lignos, D. G. (2020). Two-dimensional OpenSEES numerical models for archetype steel buildings with special concentrically-braced frames.
- Fahnestock LA, Hines EM. Seismic performance assessment of low-ductility concentrically braced frames. *J Struct Eng* 2019;145:4019016.
- FEMA. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Report No. FEMA-350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (1999). Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4. 3). John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2006). Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings. *Earthquake spectra*, 22(2), 367-390.
- Khatib, I. F., Mahin, S. A., & Pister, K. S. (1988). Seismic behavior of

concentrically braced steel frames. Berkeley, CA, USA, UCB/EERC-88/01: Earthquake Engineering Research Center, University of California.

- Kircher, C., Deierlein, G., Hooper, J., Krawinkler, H., Mahin, S., Shing, B., & Wallace, J. (2010). Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors.
- Krawinkler, H. (1978). Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, 15(3).
- Krawinkler, H., & Mohasseb, S. (1987). Effects of panel zone deformations on seismic response. *Journal of Constructional Steel Research*, 8, 233-250.
- Lehman, D. E., Roeder, C. W., Herman, D., Johnson, S., & Kotulka, B. (2008). Improved seismic performance of gusset plate connections. *Journal of Structural Engineering*, 134(6), 890-901.
- NIST. Evaluation of the FEMA P695 methodology for quantification of building seismic performance factors. NIST GCR 10-917-8, NEHRP consultants Joint Venture, 2010.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Popov, E. P. (1987). Panel Zone flexibility in seismic moment joints. *Journal of Constructional Steel Research*, 8, 91-118.
- Porter, K., Kennedy, R., Bachman, R., 2007. Creating fragility functions for performance based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23:471–89
- Seker O. (2022) Seismic response of dual concentrically braced steel frames with various bracing configurations. *J Constr Steel Res* 2022;188:107057.
- Sizemore, J. G., Fahnestock, L. A., & Hines, E. M. (2019). Seismic performance assessment of low-ductility concentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 145(4), 04019016.
- Skiadopoulos, A., Elkady, A., & Lignos, D. G. (2021). Proposed panel zone model for seismic design of steel moment-resisting frames. *Journal of Structural Engineering*, 147(4), 04021006
- Stewart, J. P., Chiou, S. J., Bray, J. D., Graves, R. W., Somerville, P. G., & Abrahamson, N. A. (2002). Ground motion evaluation procedures for performance-based design. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 22(9-12), 765-772.
- Uriz, P., & Mahin, S. A. (2004). Seismic vulnerability assessment of concentrically braced steel frames. *International Journal of Steel Structures*, 4(4), 239-248.
- Uriz, P., & Mahin, S. (2004, August). Seismic performance of concentrically braced

steel frame buildings. In Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering (Vol. 1639).

Uriz, P. (2005). Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures. University of California, Berkeley.

Uriz, P. (2008). Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 491-514.

Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2004). Applied Incremental dynamic analysis. *Earthquake spectra*, 20(2), 523-553.

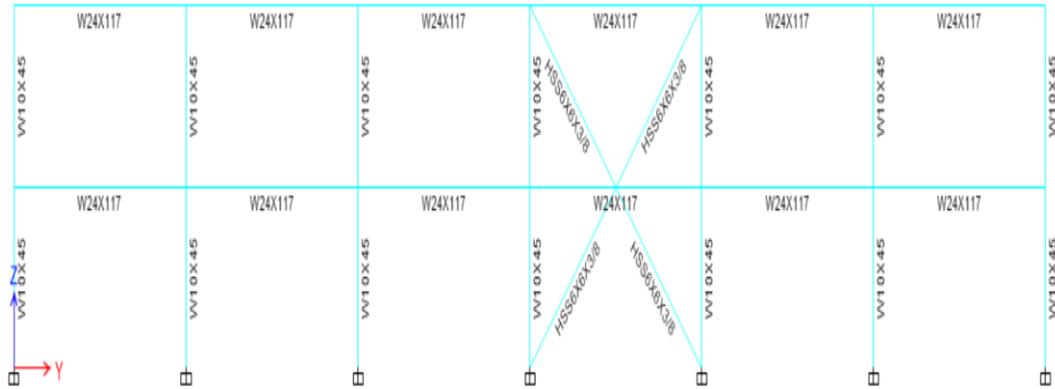
Yoo, J. H., Roeder, C. W., & Lehman, D. E. (2008). FEM simulation and failure analysis of special concentrically braced frame tests. *Journal of Structural Engineering*, 134(6), 881-9.

Yoo, J. H., Roeder, C. W., & Lehman, D. E. (2009). Simulated behavior of multi-story X-braced frames. *Engineering Structures*, 31(1), 182-197.

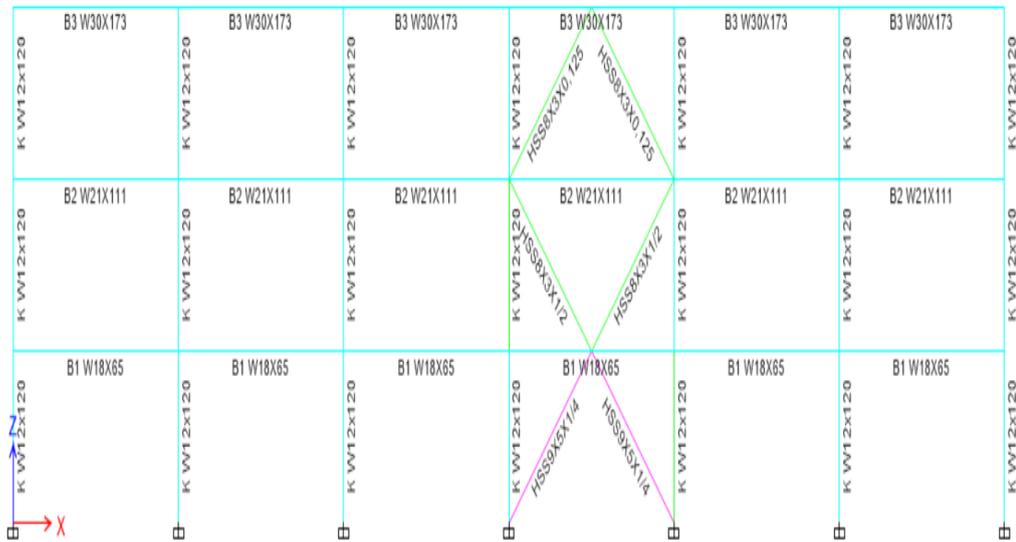
LAMPIRAN

Analisis Model Struktur (ETABS)

(a) Model 2 Tingkat

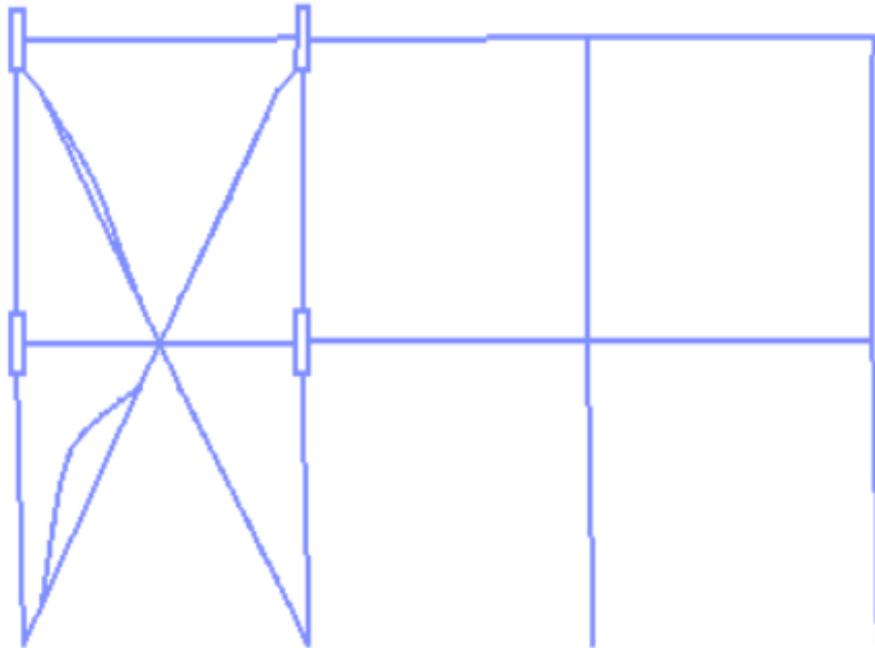
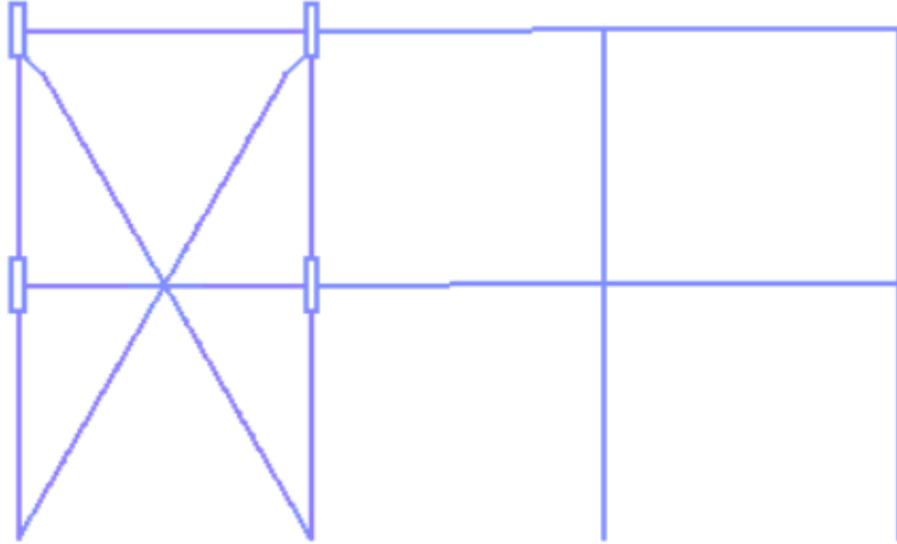


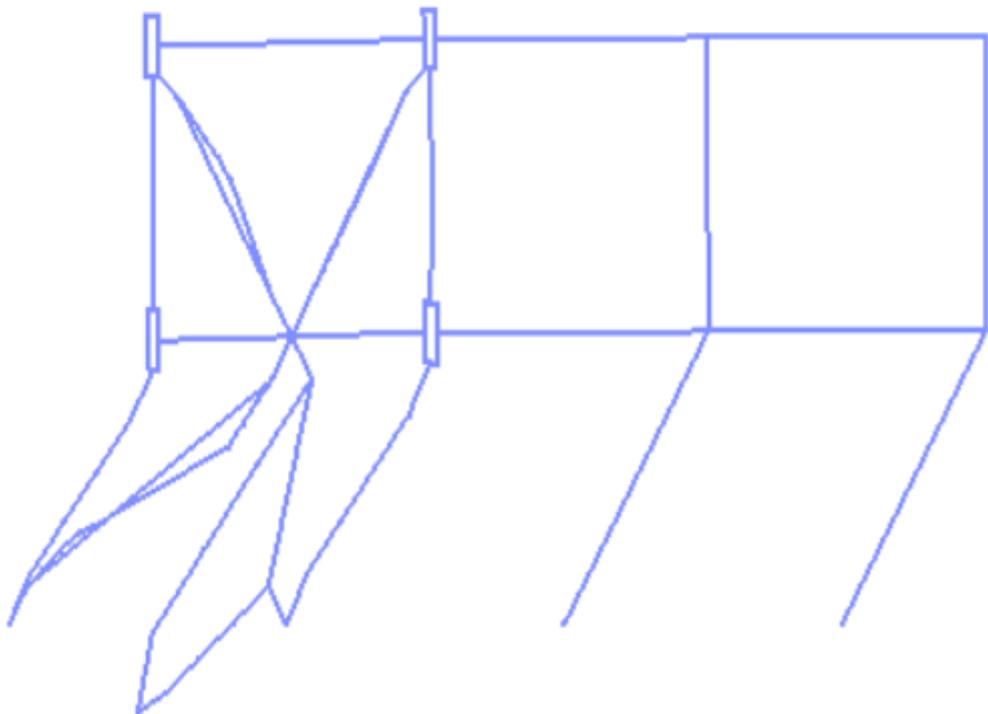
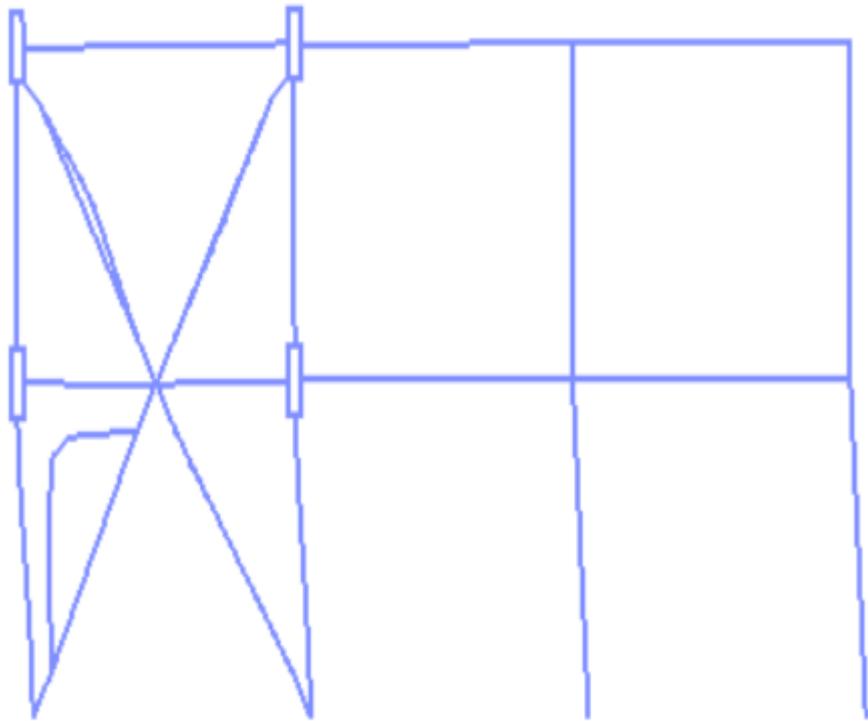
(b) Model 3 Tingkat



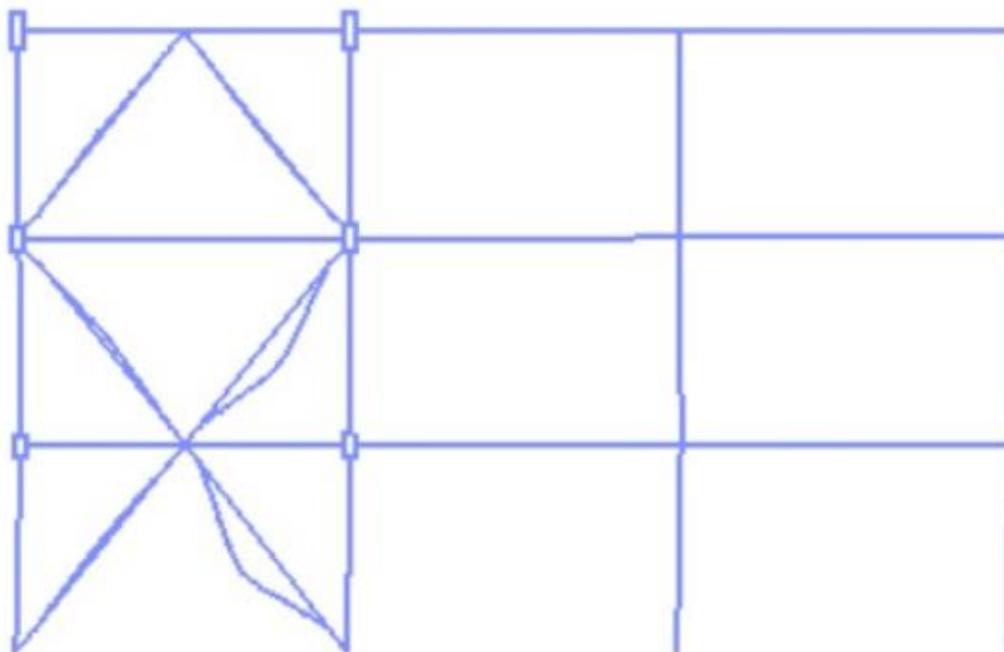
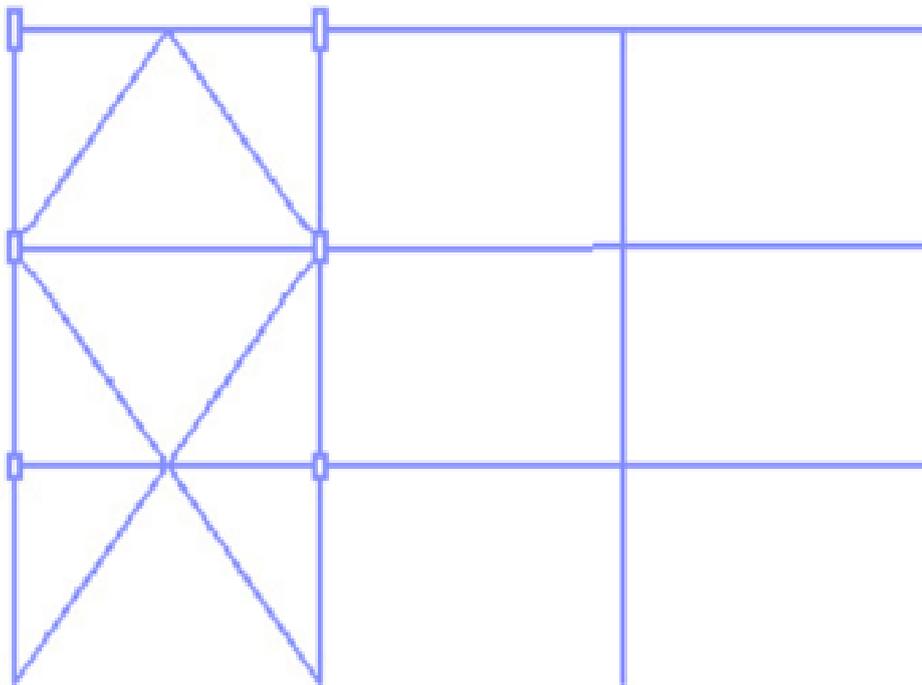
Analisis Model Struktur (OPENSEES)

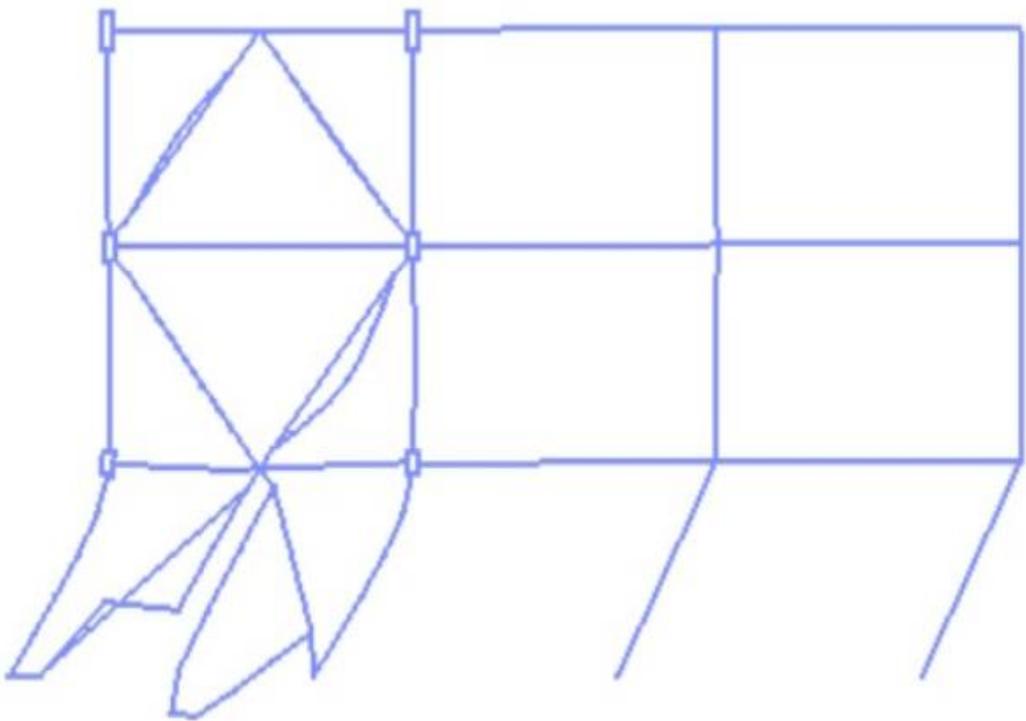
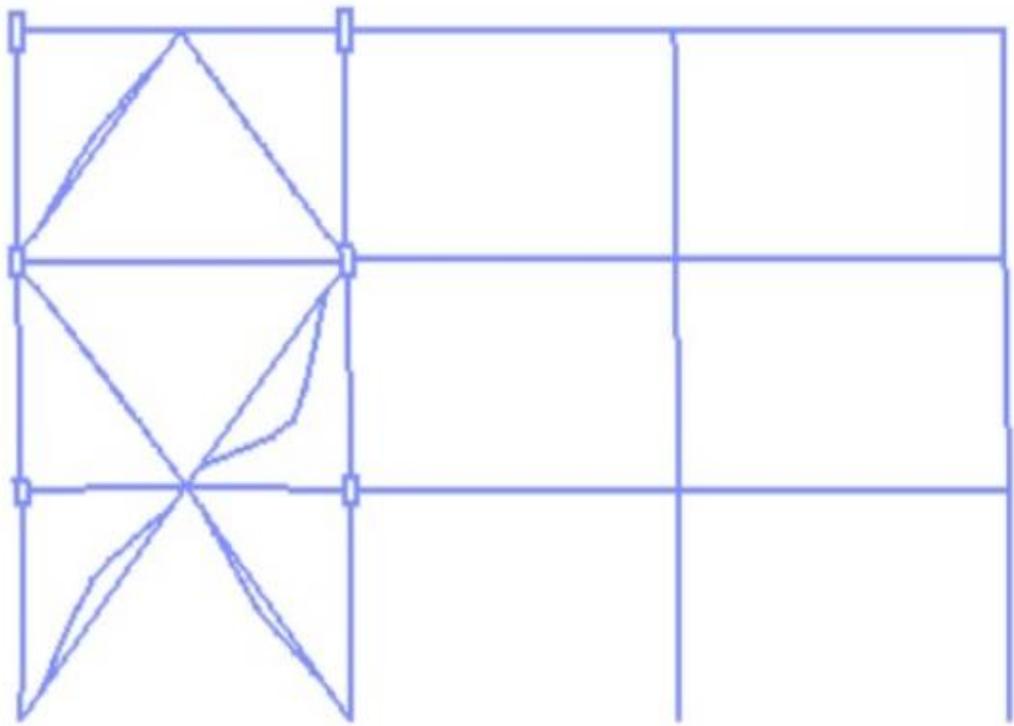
(a) Model 2 Tingkat pada kondisi (IO, LS, CP, COLLAPSE)



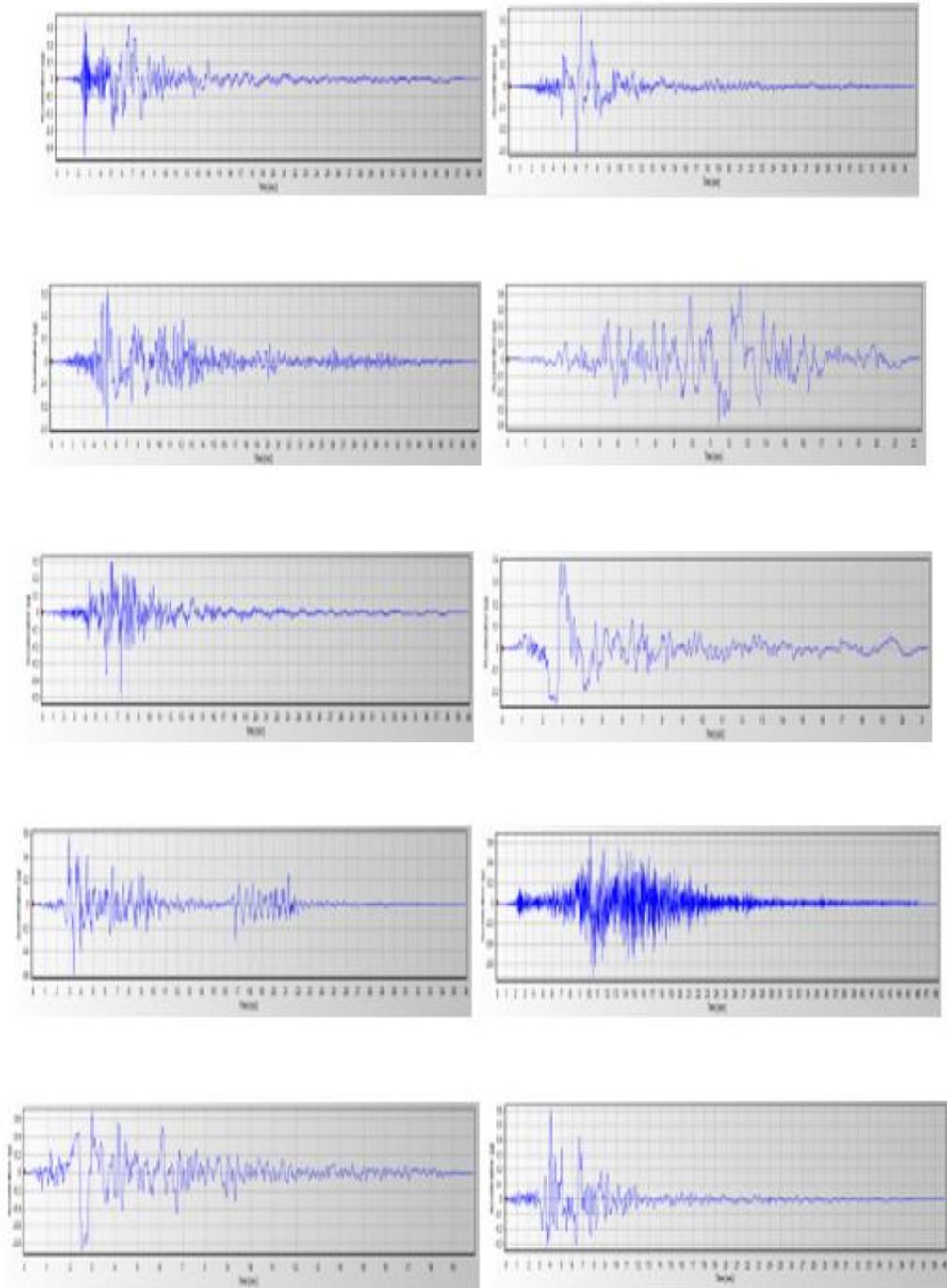


(b) Model 3 Tingkat pada kondisi (IO, LS, CP, COLLAPSE)



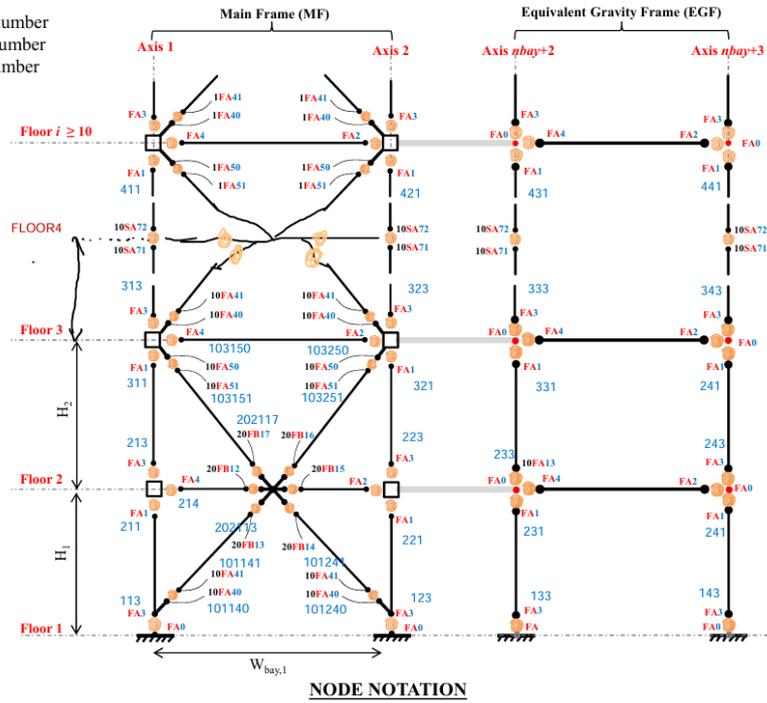


Output Seismosignal Nama Rekaman Gempa

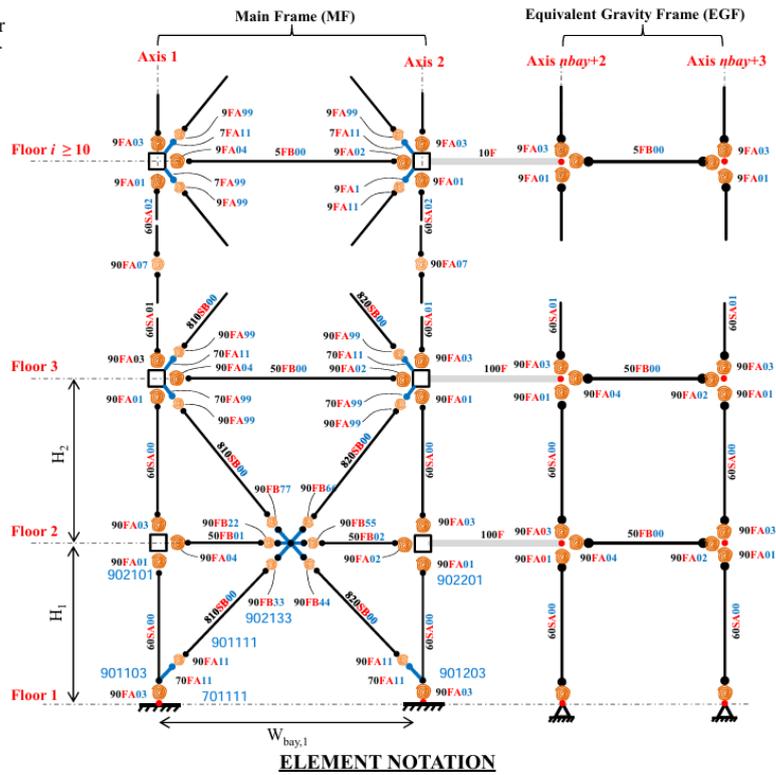


Pengkodean Pada Input OpenSEES

F: Floor number
A: Axis number
B: Bay number

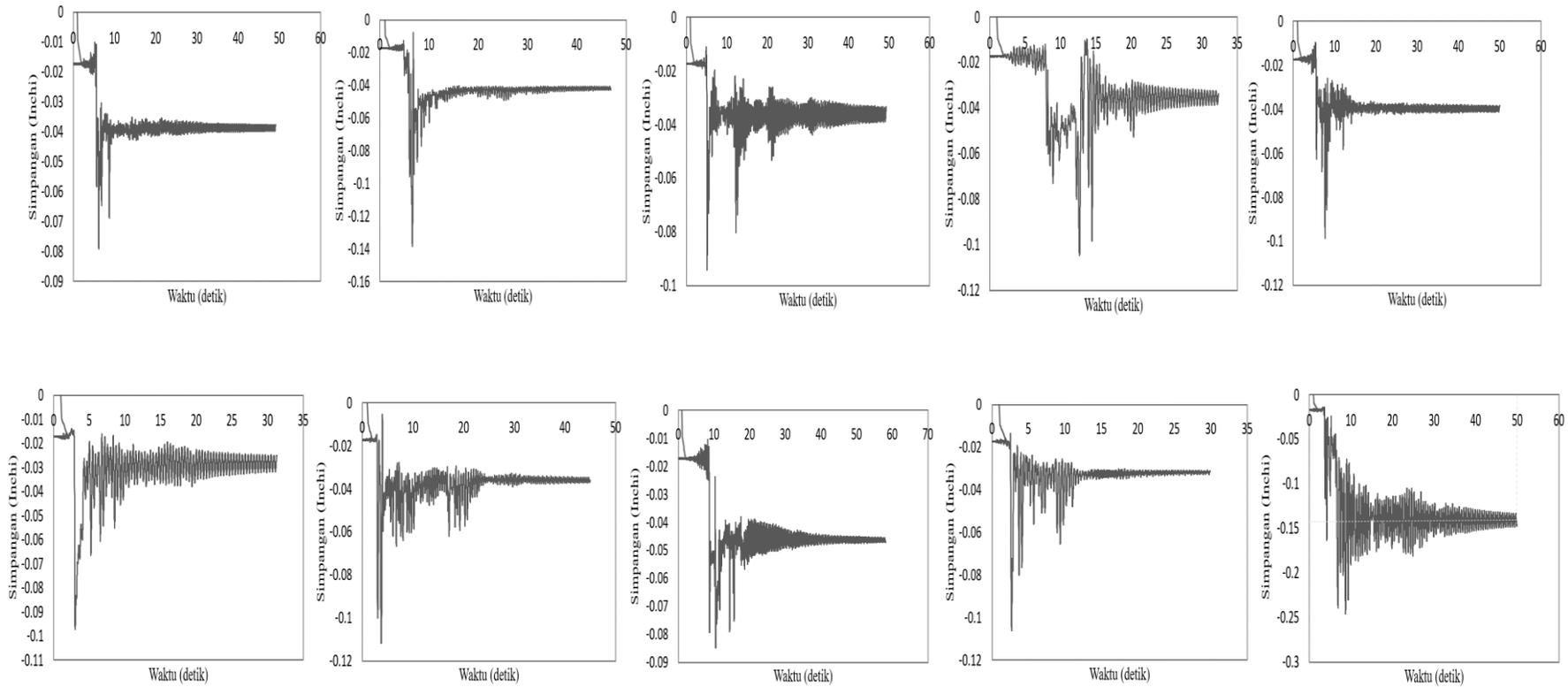


F: Floor number
A: Axis number
B: Bay number

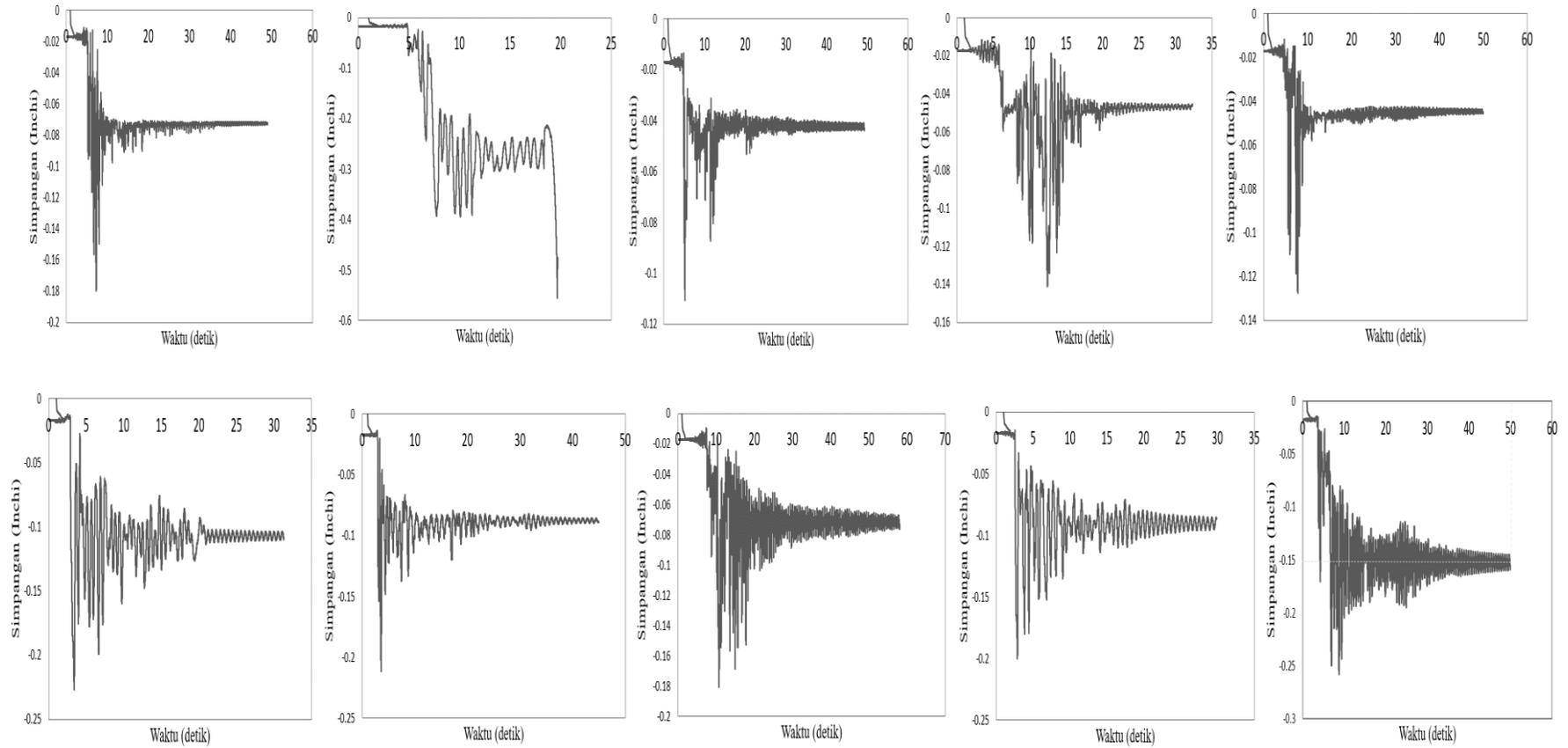


Simpangan akibat seluruh rekaman gerakan tanah gempa untuk struktur SCBF 2 tingkat

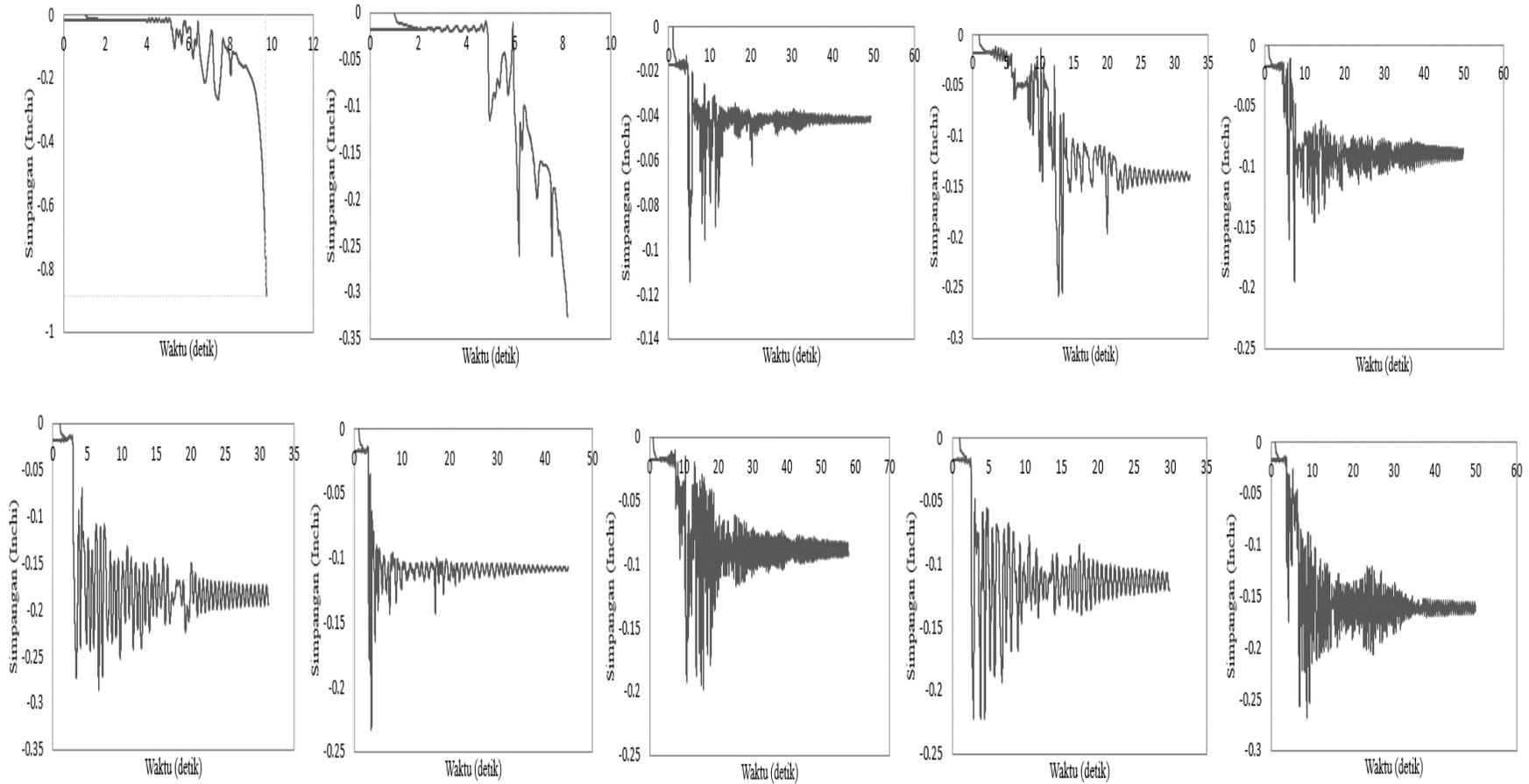
(a). Kondisi IO



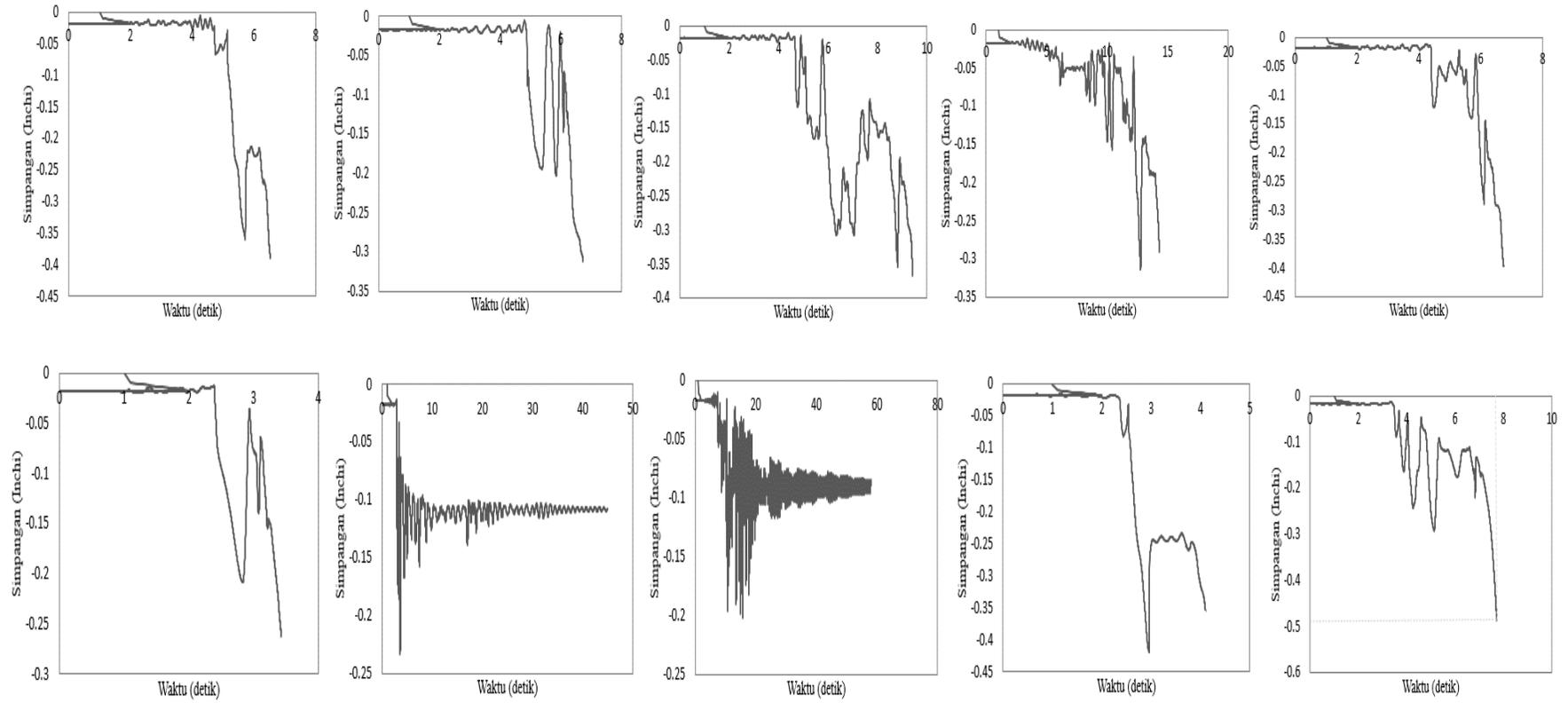
(b). Kondisi LS



(c). Kondisi CP

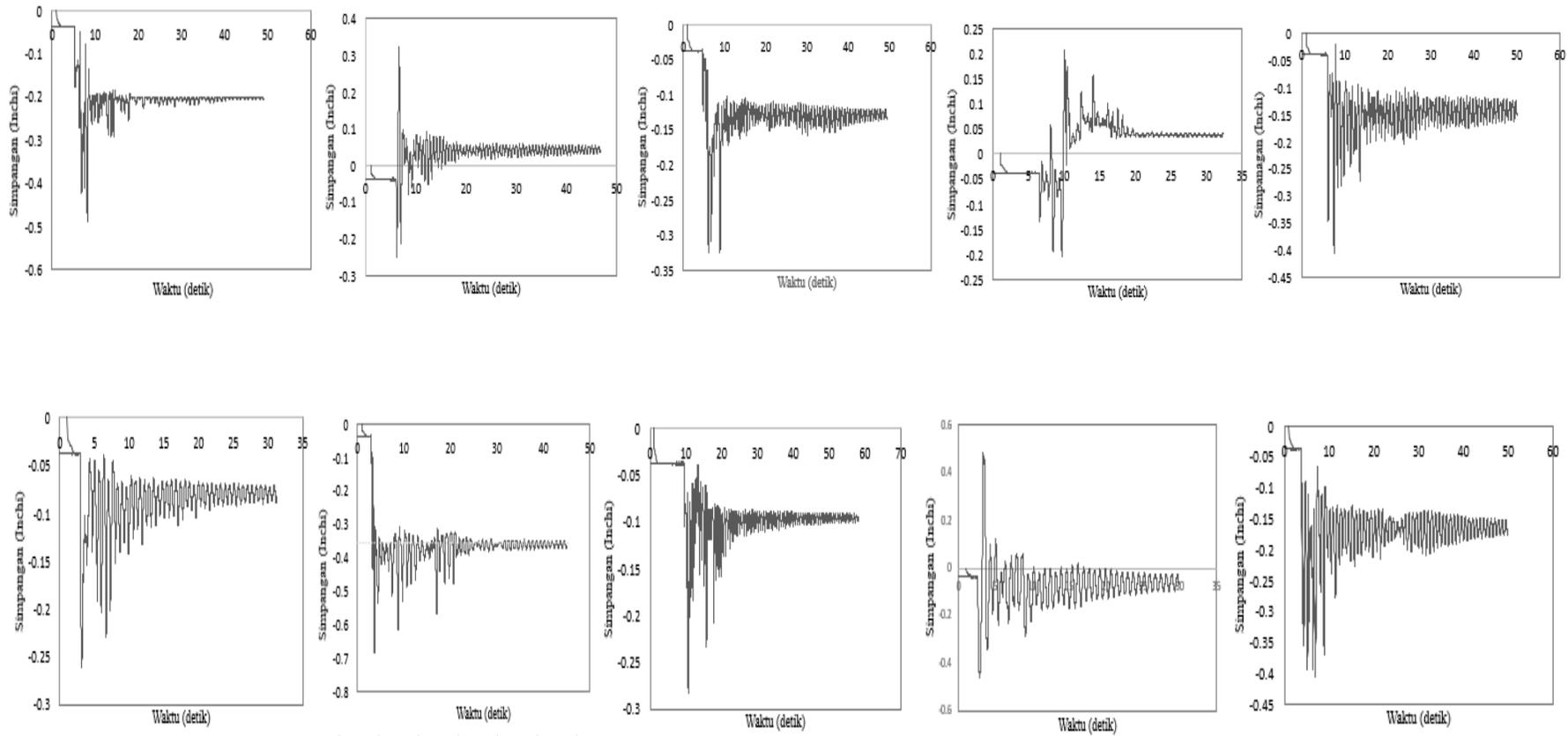


(d). Kondisi Collapse

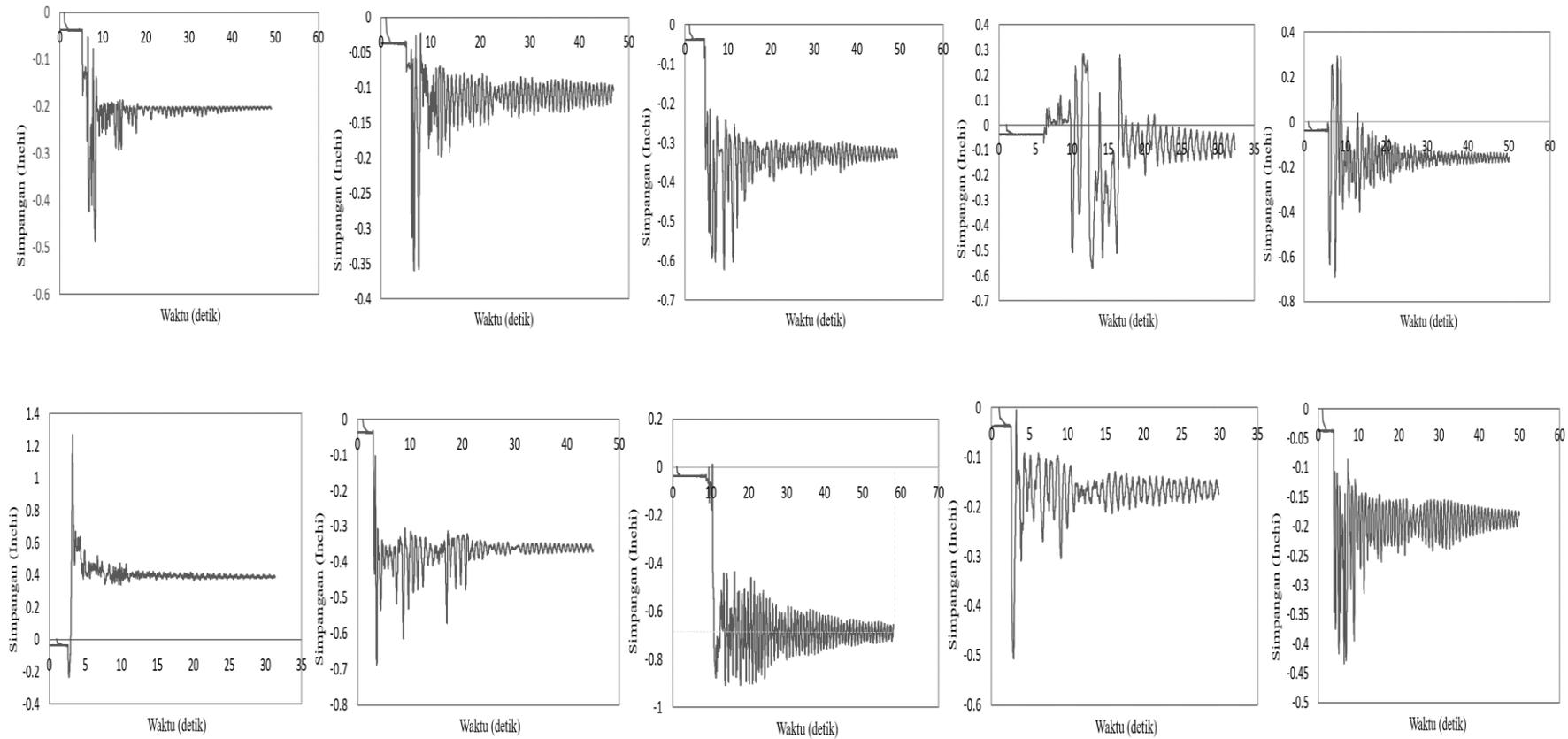


Simpangan akibat seluruh rekaman gerakan tanah gempa untuk struktur SCBF 3 tingkat

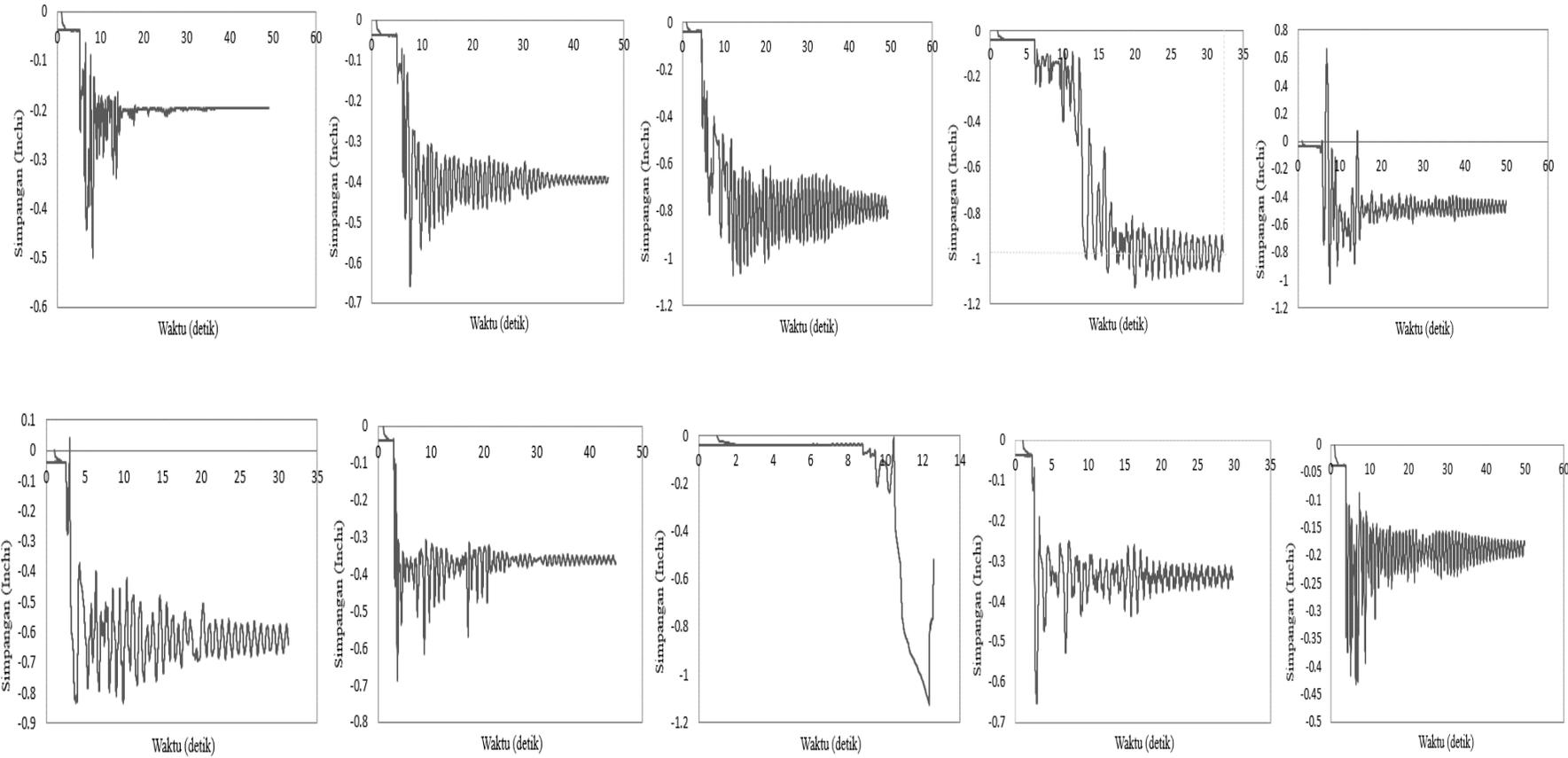
(a). Kondisi IO



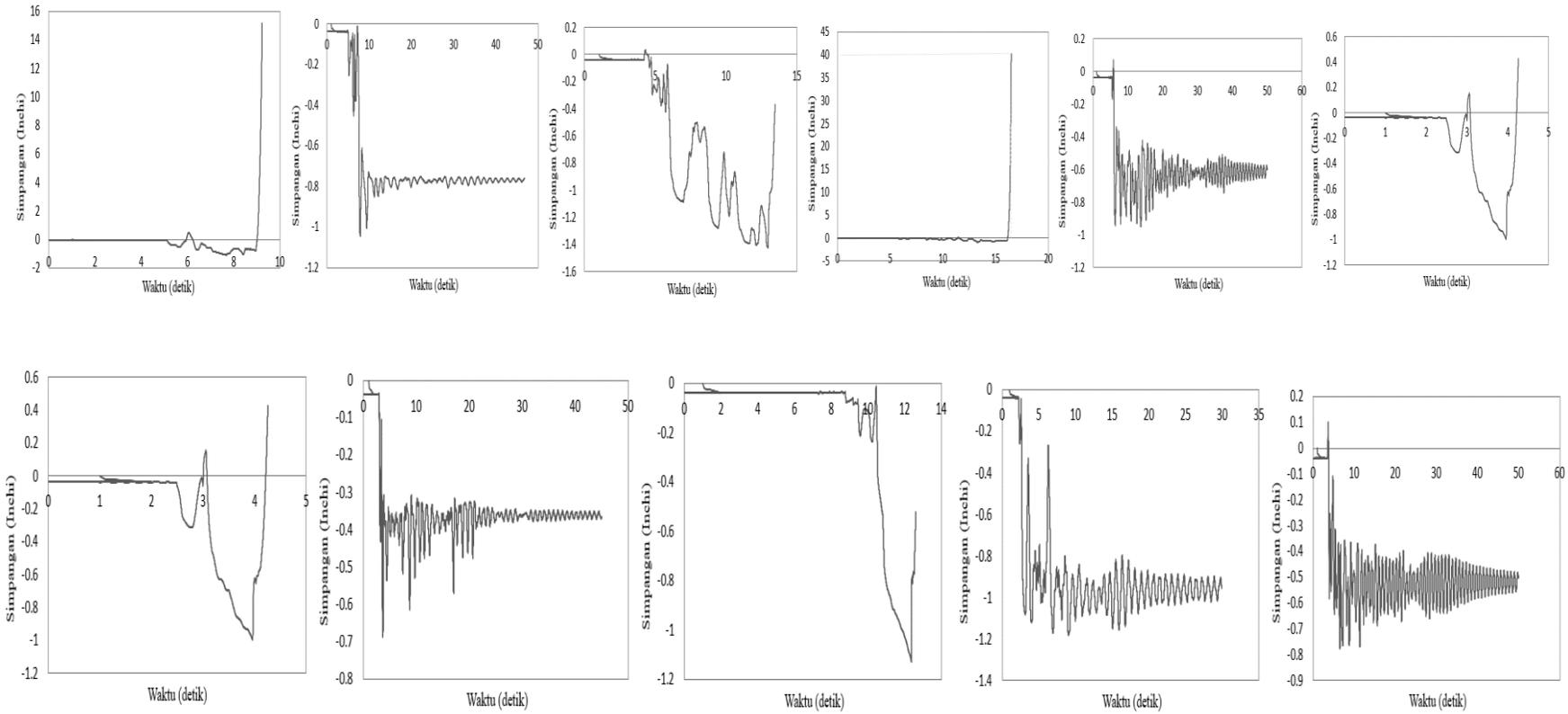
(b) . Kondisi LS



(c). Kondisi CP



(d). Kondisi Collapse



DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : Ryan Helmin Fau
Tempat/Tanggal Lahir : Gunungsitoli, 04 Juni 2002
Jenis Kelamin : Laki – Laki
Alamat : Dusun I Moawo No. 169
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Zulhelmin Wau
Ibu : Yusran Zebua
No.Telp. : 082168000202
Email : ryanfauhelmin@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa : 2007210092
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	SDN. 3 GUNUNGSITOLI	2014
2	SMP	SMPN.3 GUNUNGSITOLI	2017
3	SMA	SMAN.1 GUNUNGSITOLI	2020
4	UNIVERSITAS	UMSU	2020 - 2024