

**TUGAS AKHIR**

**KINERJA STRUKTUR SRPM BAJA MEMAKAI BRACING  
KONSENTRIS YANG DIPENGARUHI GEMPA JAUH DAN  
GEMPA DEKAT**

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

**Disusun Oleh:**

**M. SYAHPUTRA BATUBARA**  
**1407210143**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL**

**FAKULTAS TEKNIK**

**UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA**

**MEDAN**

**2018**

## LEMBAR PENGESAHAN

Tugas akhir ini diajukan oleh:

Nama : M. Syahputra Batubara

NPM : 1407210143

Program studi : Teknik Sipil

Judul tugas akhir : **Kinerja Struktur SRPM Baja Memakai *Bracing* Konsentris Yang Dipengaruhi Gempa Jauh dan Gempa Dekat**

Bidang ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan 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, 17 September 2018

Mengetahui dan Menyetujui:

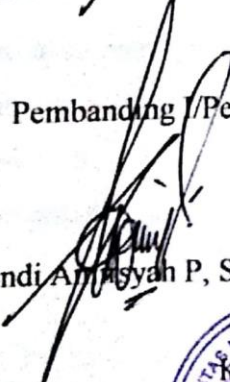
Pembimbing I/Penguji

  
Dr. Ade Faisal S.T., M.Sc

Pembimbing II/Penguji

  
Mizanuddin Sitompul, S.T., M.T

Pemanding I/Penguji

  
Tondi Anugrah P, S.T., M.T

Pemanding II/Penguji

  
Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc

  
Ketua Program Studi Teknik Sipil  
  
Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T., M.Sc

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : M. Syahputra Batubara  
Tempat/tgl lahir : Pangkalan Susu/20 Mei 1996  
NPM : 1407210143  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil

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

“Kinerja Struktur SRPM Baja Memakai *Bracing* Konsentris Yang Dipengaruhi Gempa Jauh dan Gempa Dekat”,

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

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh tim fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/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, *September* 2018

Saya yang menyatakan,



M. Syahputra Batubara )

## ABSTRAK

### KINERJA STRUKTUR SRPM BAJA MEMAKAI *BRACING* KONSENTRIS YANG DIPENGARUHI GEMPA JAUH DAN GEMPA DEKAT

M. Syahputra Batubara  
(1407210143)

Dr. Ade Faisal, S.T.,MSc  
Mizanuddin Sitompul, S.T.,M.T

Perencanaan struktur bangunan gedung sangat penting di Indonesia, karena posisi Indonesia yang berada disekitar jalur subduksi lempeng yang menyebabkan wilayah Indonesia terletak pada zona seismik aktif dan tingkat kegempaan yang tinggi. Bangunan gedung dengan struktur baja masih jarang dijumpai di Indonesia karena mahal, namun diyakini tren di masa datang penggunaan struktur baja akan semakin banyak. Hal tersebut dikarenakan keunggulan struktur baja yang cepat dan efisien dalam proses pengkonstruksianya. Untuk memperoleh ketahanan terhadap respon gempa misalnya dengan sistem rangka pemikul momen dan sistem rangka dengan *bracing*. Konsekwensinya, pada bangunan dimana kekakuan lateralnya cukup besar akan mengalami percepatan lantai yang besar. Dalam tugas akhir ini akan di analisis kinerja struktur SRPM baja memakai *bracing* terhadap beban gempa yang dianalisis dengan metode riwayat waktu. Rekaman gempa yang digunakan 3 rekaman gempa *pulse* dan 3 rekaman gempa *no pulse*. Dari analisis nonlinear riwayat waktu diperoleh simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa *pulse* sebesar 0,03109 m dan simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa *no pulse* sebesar 0,03109 m.

Kata kunci: Baja, SRPM, *Bracing*, Riwayat waktu, *pulse*, *no pulse*, perpindahan.

## **ABSTRACT**

### ***THE PERFORMANCE OF STEEL MRF STRUCTURE USING CONCENTRIC BRACING IS AFFECTED BY DISTANT EARTHQUEKES AND CLOSE EARTHQUEKES***

M. Syahputra Batubara  
(1407210143)

Dr. Ade Faisal, S.T.,MSc  
Mizanuddin Sitompol, S.T.,M.T

*The planning of building structures is very important in Indonesia, because Indonesia's position around the plate subduction path that causes the territory of Indonesia lies in an active seismic zone and a high seismic level. Buildings with steel structures are still rare in Indonesia because they are expensive, but it is believed that future trends in the use of steel structures will increase. This is due to the superiority of the steel structure which is fast and efficient in the construction process. To obtain resistance to earthquake response such as the moment bearer frame system and frame system with bracing. Consequently, in buildings where the lateral stiffness is large enough will experience a large floor acceleration. In this final project, the performance of the steel MRF structure will be analyzed using bracing against seismic loads analyzed by time history method. The earthquake recording used 3 pulse pulse recordings and 3 no pulse earthquake recordings. From the nonlinear analysis of time history, the deviation between maximum levels due to earthquake pulse is 0.03109 m and the deviation between maximum levels due to no pulse is 0.03109 m.*

*Keywords: Stell, MRF, Bracing, Time history, pulse, no pulse, displacement.*

## KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

### **Assalamu'alaikum warahmatullahi wabarakatuh**

Alhamdulillahirabil'alamin Puji dan syukur saya panjatkan kepada Allah SWT, karena atas rahmat dan hidayah-Nya, saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini sebagaimana yang diharapkan.

Adapun judul Tugas Akhir ini adalah “Kinerja Struktur SRPM Baja Memakai *Bracing* Yang Dipengaruhi Gempa Jauh dan Gempa Dekat” yang diselesaikan selama kurang lebih 6 bulan. Penulisan Tugas Akhir ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil kekhususan Struktur pada Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Secara khusus dengan rasa hormat dan penghargaan yang setinggi-tingginya saya ucapkan terimakasih kepada Ayahanda dan Ibunda tercinta, yang telah mengasuh dan mendidik dengan curahan kasih sayang serta mendoakan dengan rasa tulus untuk anakmu ini, dan saya ucapkan terima kasih kepada kakak-kakak saya yaitu Dina Irawan Batubara, dan Yuli Handayani Batubara yang telah memberikan bantuan moril dan materil untuk perkuliahan hingga selesai dalam proses perkuliahan ini. Dan juga tak lupa penulis ucapkan terima kasih kepada seluruh keluarga yang telah mendoakan dan mendukung dalam setiap langkah perkuliahan hingga sampai selesai sekarang ini.

Saya menyadari bahwa tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari awal perkuliahan sampai pada penyusunan Tugas Akhir ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini. Oleh karena itu saya mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Dr. Ade Faisal, S.T.,M.Sc selaku dosen pembimbing-I yang telah menyediakan waktu, tenaga dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam

penyusunan Tugas Akhir ini, dan sebagai Wakil Dekan I Fakultas Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

2. Bapak Mizanuddin Sitompul, S.T.,M.T selaku dosen pembimbing-II yang telah menyediakan waktu, tenaga dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan tugas akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putera P, ST, MT, selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, S.T.,M.Sc selaku Dosen Pembanding II dan sebagai ketua Program Studi Teknik Sipil yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar ST, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Ibu Irma Dewi, S.T.,M.Si selaku sekretaris Program Studi Teknik Sipil.
7. Seluruh dosen dan staf departemen yang banyak membantu yang banyak membantu selama ± 4 tahun di departemen Teknik Sipil.
8. Orang tua penulis: M. Ridwan Batubara dan Gustina Wati yang telah bersusah payah membesarkan dan mendidik penulis.
9. Rekan-rekan mahasiswa teknik sipil yang telah memberikan bantuan, saran serta dorongan dalam mengerjakan laporan tugas akhir ini.

Saya berharap Allah SWT berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Saya sangat menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu saya sangat berharap adanya kritik dan saran yang membangun dari pembaca. Semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi saya khususnya dan masyarakat Indonesia pada umumnya.

Medan, September 2018

Penulis

M. Syahputra Batubara  
1407210143

-

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xvi
DAFTAR SINGKATAN	xix
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang Masalah	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Metodologi	4
1.6. Sistematika Penulisan	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. Umum	5
2.2. Teori Gempa	6
2.2.1. Parameter Dasar Gempa Bumi	7
2.2.2. <i>Ground Motion</i> (Pergerakan Tanah)	8
2.2.3. Gempa Dekat	8
2.2.4. Gempa Jauh	9
2.3. Material Baja	10
2.3.1. Pengertian Baja	10
2.3.2. Jenis-jenis Baja	10
2.3.3. Klasifikasi Baja	11
2.3.4. Perilaku Baja	12



2.3.5. Daktalitas	14
2.3.6. Kriteria Perencanaan Struktur Bangunan Baja	16
2.3.6.1. Elemen Yang Memikul Gaya Aksial Tekan	16
2.3.6.2. Elemen Yang Memikul Gaya Aksial Tarik	19
2.3.6.3. Elemen Yang Memikul Momen Lentur	21
2.3.6.4. Kelangsingan Penampang	21
2.3.6.5. Geser Pada Balok	23
2.3.6.6. Elemen Yang Memikul Gaya Kombinasi	24
2.4. Pembebanan	25
2.4.1. Beban Vertikal	25
2.4.2. Beban Horizontal (Beban Gempa)	25
2.5. Tinjauan Jenis Struktur	27
2.5.1. Portal/Rangka Pemikul Momen	28
2.6. Rangka <i>Bracing</i>	29
2.6.1. Batang Bresing	30
2.6.2. Beban Aksial Terfaktor Pada Batang Bresing	30
2.6.3. Distribusi Beban Lateral	30
2.6.4. Perbandingan Lebar Terhadap Tebal	31
2.6.5. Batang Bresing Tersusun Dengan Jahitan	31
2.7. Analisis berdasarkan <i>Response Spectrum</i>	31
2.7.1. Peta wilayah gempa Indonesia SNI 1726:2012	31
2.7.2. Kelas Situs	33
2.7.3. <i>Spectrum Respons</i>	34
2.8. Perencanaan dan Kinerja Struktur Tahan Gempa	38
2.9. Faktor keutamaan dan katagori risiko struktur bangunan	39
2.9.1. Struktur Penahan Gaya Seismik	41
2.9.2. Kombinasi Beban	42
2.9.3. Gaya Dasar Seismik	43
2.9.4. Eksentrisitas dan Torsi	44
2.9.4.1. Eksentrisitas	44
2.9.4.2. Torsi	46
2.9.5. Periode fundamental struktur	48

2.9.6.	Distribusi Gaya Gempa Secara Vertikal	49
2.9.7.	Distribusi Gaya Gempa Secara Horizontal	49
2.9.8.	Penentuan Simpangan Antar Lantai	49
2.9.8.1.	Skala Simpangan Antar Lantai	52
2.10.	Peroperti Dinamik Struktur	52
2.10.1.	Massa	52
2.10.2.	Kekakuan ( <i>Stiffness</i> )	52
2.10.3.	Distribusi Kekakuan Secara Vertikal	53
2.11.	Pengaruh Getaran Gempa Terhadap Konstruksi	54
2.12.	Analisa Nonlinear	55
2.12.1.	Definisi Analisa Nonlinier	55
2.12.2.	Material Elastis dan Non-Elastis	57
2.12.3.	Rincian dalam Analisa Nonlinear	57
2.12.4.	Analisa Statis Nonlinear	61
2.12.5.	Analisa Dinamis Nonlinear	61
2.13.	Perilaku Struktur Linear dan Non-Linear	61
2.14.	Sistem Planar Asimetris: Getaran Gempa Translasi	64
BAB 3	PEMODELAN STRUKTUR	68
3.1.	Metodologi Penelitian	68
3.2.	Desain Bangunan	69
3.2.1.	Pemodelan Struktur Bangunan	69
3.2.2.	Material Bangunan dan Profil Struktur	70
3.3.	Analisa Struktur	71
3.3.1.	Faktor Keutmaan Struktur ( <i>I</i> )	71
3.3.2.	Faktor Reduksi Gempa	71
3.3.3.	Komponen Struktur	71
3.3.3.1.	Tebal Pelat Lantai	72
3.3.3.2.	Pondasi	72
3.3.4.	Pembebanan Struktur	73
3.3.5.	Komninasasi Pembebanan	74
3.4.	Faktor Respon Gempa ( <i>C</i> )	75

3.5. Gaya Geser Gempa	77
<b>BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	<b>84</b>
4.1. Tinjauan Umum	84
4.2. Gaya Geser Antar Lantai	84
4.3. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat	86
4.4. Koreksi Faktor Redundansi	88
4.5. Hasil Analisis Simpangan	89
4.6. Kekakuan Tingkat	90
4.7. Analisis Nonlinear <i>Pushover</i>	92
4.8. Perpindahan/Simpangan Tiap Lantai Akibat Gempa dekat	94
4.9. Perpindahan/Simpangan Tiap Lantai Akibat Gempa Jauh	95
4.10. Perpindahan Pada Atap	97
<b>BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN</b>	<b>99</b>
5.1. Kesimpulan	99
5.2. Saran	99
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	
<b>LAMPIRAN</b>	
<b>DAFTAR RIWAYAT HIDUP</b>	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Sifat-sifat mekanis baja struktural	14
Tabel 2.2	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan ( $f_y$ dinyatakan dalam MPa)	18
Tabel 2.3	Rasio ( $A_e/A_g$ ) minimum dari beberapa mutu baja, sehingga kondisi fraktur tidak terjadi.	20
Tabel 2.4	Bentang untuk pengekang lateral.	21
Tabel 2.4	<i>Lanjutan</i>	22
Tabel 2.5	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.6	Koefisien Situs, $F_a$ berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.7	Koefisien Situs, $F_v$ berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.7	<i>Lanjutan</i>	36
Tabel 2.8	Kategori desain seismik berdasarkan parameter <i>respons</i> percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.9	Kategori desain seismik berdasarkan parameter <i>respons</i> percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.	36
Tabel 2.10	Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	39
Tabel 2.10	<i>Lanjutan</i>	40
Tabel 2.11	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	41
Tabel 2.12	Faktor koefisien modifikasi respons ( $R^a$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0^g$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d^b$ ), dan batasan tinggi sistem struktur ( $m$ ) <sup>c</sup> berdasarkan SNI 1726:2012	42
Tabel 2.13	Nilai parameter perioda pendekatan $C_t$ dan $X$ berdasarkan SNI 1276:2012	48
Tabel 2.14	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	49
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin ( $\Delta_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012	51
Tabel 3.1	Jenis material yang digunakan	70
Tabel 3.2	Profil struktur	70

Tabel 3.2	<i>Lanjutan</i>	71
Tabel 3.3	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	71
Tabel 3.4	Daftar beban mati berdasarkan SNI 1727-2013	73
Tabel 3.5	Daftar beban hidup berdasarkan SNI 1727-2013	73
Tabel 3.6	Kombinasi Pembebanan	74
Tabel 3.6	<i>Lanjutan</i>	75
Tabel 3.7	Data perioda dan partisipasi massa.	78
Tabel 3.8	Hasil selisih persentase nilai perioda.	78
Tabel 3.9	Pengecekan $T$ berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental berdasarkan SNI 1726:2012	79
Tabel 3.10	Rangkuman nilai $C_s$ dan nilai $C_s$ yang digunakan	80
Tabel 3.11	Daftar rekaman gempa <i>pulse</i> dan <i>No Pulse</i>	81
Tabel 4.1	Nilai gaya geser lantai antar lantai arah X	84
Tabel 4.2	Nilai gaya geser lantai antar lantai arah Y	85
Tabel 4.3	Gaya geser dasar ( <i>base reaction</i> ) output SAP2000.	86
Tabel 4.4	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> dengan redundansi 1	88
Tabel 4.5	Koreksi <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> dengan redundansi 1	88
Tabel 4.6	Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012	89
Tabel 4.7	Distribusi kekakuan tingkat pada arah x dan arah y pada gedung	91
Tabel 4.8	<i>Pushover</i>	93

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Contoh Rekaman Gempa	9
Gambar 2.2	Gempa Meksiko (1985)	10
Gambar 2.3	Perilaku tegangan dan regangan material baja	13
Gambar 2.4	Simbol untuk beberapa variabel penampang (SNI 03-1729-2002)	19
Gambar 2.5	Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012)	28
Gambar 2.6	Sistem Penahan Gempa yang Umum	29
Gambar 2.7	Tipe-tipe <i>Brace Frame</i>	30
Gambar 2.8	Peta Besaran Nilai $S_s$ pada SNI 1726:2012	32
Gambar 2.9	Peta Besaran Nilai $S_I$ pada SNI 1726:2012	32
Gambar 2.10	<i>Spectrum respons</i> percepatan desain (SNI 1726:2012)	34
Gambar 2.11	Torsi Tak Terduga	46
Gambar 2.12	Faktor pembesaran torsi ( $A_x$ )	47
Gambar 2.13	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	50
Gambar 2.14	Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang	54
Gambar 2.15	Respon yang diterima terhadap pembebanan yang diberikan	56
Gambar 2.16	<i>Pushover Analysis</i>	60
Gambar 2.17	Perilaku Struktur Linear	61
Gambar 2.18	SDoF Non-Linear	62
Gambar 2.18	<i>Lanjutan</i>	63
Gambar 2.19	<i>Histeresis loop</i> pada elemen (Gavin, 2014)	63
Gambar 2.20	<i>Idealized Moment - Curvature Hysteretic Loop</i> (Gavin, 2014)	64
Gambar 2.21	Sistem Massa – Kekakuan – Redaman	65
Gambar 2.22	Gaya efektif gempa (Chopra, 2000)	67
Gambar 3.1	Diagram alir penelitian	68
Gambar 3.2	Denah bangunan	69
Gambar 3.3	Pemodelan 3D gedung struktur SRPM baja memakai <i>bracing</i>	70
Gambar 3.4	Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah sedang	77
Gambar 3.5	Rekaman gempa <i>pulse</i>	81
Gambar 3.5	<i>Lanjutan</i>	82

Gambar 3.6	Rekaman gempa <i>no pulse</i>	82
Gambar 3.6	<i>Lanjutan</i>	83
Gambar 4.1	Gaya geser antar lantai arah x	85
Gambar 4.2	Gaya geser antar lantai arah y	86
Gambar 4.3	Diagram nilai simpangan antar tingkat simpangan x dan simpangan y terhadap ketinggian gedung	90
Gambar 4.4	Kurva Kapasitas	92
Gambar 4.5	Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa dekat arah x.	94
Gambar 4.6	Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa dekat arah y.	95
Gambar 4.7	Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa jauh arah x.	96
Gambar 4.8	Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa jauh arah y.	96
Gambar 4.9	Perpindahan pada atap akibat gempa dekat	97
Gambar 4.10	Perpindahan pada atap akibat gempa jauh	98

## DAFTAR NOTASI

- $\Delta$  : Simpangan antar lantai
- $\Delta_a$  : Simpangan antar lantai yang diijinkan
- $B$  : Bresing
- $C_d$  : Faktor pembesaran defleksi
- $C_s$  : Koefisien respon seismik
- $C_t$  : Nilai parameter perioda pendekatan
- $C_u$  : Koefisien untuk batas atas pada perioda
- $D$  : Damper
- $DL$  : Pengaruh dari beban mati
- $E$  : Modulus Elastisitas
- $E$  : Pengaruh beban gempa
- $F$  : Frekuensi struktur
- $F_a$  : Faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran perioda pendek
- $F_u$  : Tegangan putus
- $F_v$  : Faktor amplifikasi terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik
- $F_x$  : Gaya gempa lateral
- $F_y$  : Tegangan leleh
- $h$  : Jarak antara garis tengah ke garis tengah elemen batas horizontal  
(*Horizontal Boundary Element, HBE*)
- $h_w/h_i$  : Ketinggian struktur
- $h_{xx}$  : Tinggi tingkat
- $I_c$  : Momen inersia dari VBE yang diambil tegak lurus terhadap arah garis pelat web
- $I_e$  : Faktor keutamaan gempa
- $k$  : Eksponen yang terkait dengan perioda struktur
- $K$  : Kekakuan struktur
- $LL$  : Pengaruh beban hidup
- $Q_E$  : Pengaruh gaya gempa horisontal
- $R$  : Faktor modifikasi respon



- $S_I$  : Parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1,0 detik
- $SA$  : Klasifikasi situs batuan keras
- $Sa$  : Spektrum respons percepatan desain
- $SB$  : Klasifikasi situs batuan
- $SC$  : Klasifikasi situs tanah keras, sangat padat dan batuan lunak
- $SD$  : Klasifikasi situs tanah sedang
- $SDI$  : Parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1,0 detik
- $SDS$  : Parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek
- $SE$  : Klasifikasi situs tanah lunak
- $SF$  : Klasifikasi situs tanah khusus
- $S_{MI}$  : Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
- $S_{MS}$  : Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek yang sudah di sesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
- $S_S$  : Parameter respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode pendek
- $SR$  : *Stiffnes ratio*
- $T$  : Periode getar fundamental struktur
- $T_0$  :  $0,2 \frac{SD1}{SDS}$
- $T_{a maks}$  : Nilai batas atas perioda bangunan
- $T_{a min}$  : Nilai batas bawah perioda bangunan
- $T_S$  :  $\frac{SD1}{SDS}$
- $V$  : Gaya geser dasar dari perhitungan statik ekuivalen.
- $V$  : Gaya lateral disain total
- $V_S$  : Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata
- $V_t$  : Gaya geser dasar dari kombinasi modal respons spektrum.
- $V_x$  : Geser gempa desain di tingkat x
- $W$  : Berat seismik efektif
- $\alpha$  : Sudut kemiringan dari pelat bidang
- $\beta$  : Rasio kebutuhan geser

$\delta_{xe}$  : Defleksi pada lokasi yang disyaratkan yang ditentukan dengan analisis elastik

$\theta_I$  : Sudut antara balok dan kolom

$\rho$  : Faktor reduksi struktur

$\Omega_0$  : Sistem faktor kekuatan lebih

$\omega_i$  : Frekuensi sudut

## DAFTAR SINGKATAN

CBF	: <i>Concentrically Braced Frame</i>
CQC	: <i>Complete Quadratic Combination</i>
MCE <sub>R</sub>	: <i>Maximum Considered Earthquake Risk Target</i>
MDoF	: <i>Multi Degree of Freedom</i>
MRF	: <i>Moment Resisting Frame</i>
PEER	: <i>The Pacific Earthquake Engineering Research Center</i>
SDoF	: <i>Single Degree of Freedom</i>
SRPM	: <i>Sistem Rangka Pemikul Momen</i>
SRSS	: <i>Square Root the Sum of Square</i>

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Perencanaan struktur bangunan gedung sangat penting di Indonesia, karena posisi Indonesia yang berada disekitar jalur subduksi lempeng yang menyebabkan wilayah Indonesia terletak pada zona seismik aktif dan tingkat kegempaan yang tinggi. Berbagai peristiwa gempa besar yang terjadi di Indonesia beberapa tahun belakangan ini pun menyadarkan kita, bahwa Indonesia merupakan daerah yang sangat rawan terhadap gempa. Dengan kondisi Indonesia yang demikian itu maka diperlukan kemampuan untuk mengatasi permasalahan yang timbul oleh bencana gempa tersebut, khususnya runtuhnya bangunan dan menghindari jatuhnya korban.

*Ground Motion* adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012).

Respon gempa sensitif terhadap karakteristik getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya. Berdasarkan pola *pulsenya*, 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.

Paska gempa membuktikan bahwa masih banyak bangunan struktur beton dan baja yang mengalami kerusakan bahkan runtuh dan menyebabkan korban jiwa. Bangunan gedung dengan struktur baja masih jarang dijumpai di Indonesia karena mahal, namun diyakini tren di masa datang penggunaan struktur baja akan semakin banyak. Hal tersebut dikarenakan keunggulan struktur baja yang cepat dan efisien dalam proses pengkonstruksian. Untuk memperoleh ketahanan

terhadap respon gempa misalnya dengan sistem rangka pemikul momen dan sistem rangka dengan *bracing*.

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu sistem struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang daktail namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekuatan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Umumnya SRPM cukup efektif dipakai sampai < 25 tingkat.

Dari penjelasan di atas, pada tugas akhir ini penulis akan membahas tentang kinerja struktur SRPM baja memakai *bracing* konsentris yang dipengaruhi gempa jauh dan gempa dekat.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Adapun rumusan masalah yang ditetapkan pada Tugas Akhir ini adalah kinerja struktur SRPM baja memakai *bracing* konsentris yang dipengaruhi gempa jauh dan gempa dekat pada bangunan 4 lantai di daerah Medan dengan jenis tanah sedang.

## **1.3 Batasan Masalah**

Batasan-batasan masalah yang akan dibahas adalah sebagai berikut:

1. Struktur bangunan yang direncanakan merupakan:
  - Struktur Baja SRPM memakai *bracing* konsentris khusus tipe-X 4 lantai yang difungsikan sebagai perkantoran yang terdapat di daerah Medan, Sumatera Utara, dengan jenis tanah sedang.
  - Struktur dengan dimensi kolom dan balok serta *bracing* yang hanya dianalisis pada batas aman saja, tidak dianalisis sampai ekonomis.
  - Pada penelitian ini kondisi void, tangga, lift, serta dinding tidak dimodelkan, diperhitungkan, dan diasumsikan pembebanannya tidak didistribusikan.
2. Peraturan yang diambil sebagai acuan, yakni:

- SNI 1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung.
  - SNI 03-1729-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung.
3. Analisis menggunakan alat bantu berupa program yaitu:
    - Pemodelan struktur secara 3D (tiga dimensi), *input* pembebanan, dan analisis struktur menggunakan bantuan program SAP2000.
    - PEER NGA, untuk menskalakan rekaman gempa.
  4. Struktur bangunan yang akan dianalisa adalah struktur bagian atas
  5. Semua tumpuan dimodelkan dengan sistem jepit.
  6. Beban yang ditinjau antara lain *Dead Load* (Beban Mati), *Live Load* (Beban Hidup), dan beban dinamik berupa beban gempa.
  7. Terdapat dua jenis gempa yang di analisis pada penelitian ini yaitu gempa jauh dan gempa dekat.
  8. Untuk mengetahui kinerja struktur menggunakan analisis *Time History*, dalam penelitian juga dilakukan analisis nonlinier *static pushover* untuk memperoleh faktor daktilitas pada model struktur.
  9. Tidak meninjau dari segi analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi.
  10. Aspek- aspek yang ditinjau:
    - Dimensi balok, kolom dan *Bracing*
    - Gaya dalam.
    - Simpangan.
    - Kekakuan
    - Berat struktur.

#### 1.4 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang telah dijabarkan, maka tujuan pembuatan tugas akhir ini adalah untuk mengetahui kinerja struktur SRPM baja memakai *bracing* konsentris yang dipengaruhi gempa jauh dan gempa dekat.

## **1.5 Metodologi**

Dalam penulisan tugas akhir ini, metode yang digunakan adalah studi literatur dengan mengumpulkan data-data dan keterangan dari buku yang berhubungan dengan pembahasan pada tugas akhir ini serta masukan-masukan dari dosen pembimbing.

## **1.6 Sistematika Penulisan**

Sistematika penulisan tugas akhir ini terdiri dari lima bab yang akan dijelaskan sebagai berikut:

### **BAB 1 PENDAHULUAN**

Bab ini membahas tentang latar belakang, rumusan masalah, batasan masalah, tujuan penelitian, dan metodologi, serta sistematika penulisan yang digunakan.

### **BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA**

Merupakan pembahasan tentang dasar-dasar teori yang berhubungan dengan permasalahan dan dilengkapi dengan sumber-sumber yang dikutip.

### **BAB 3 METODE PENELITIAN**

Bab ini menjelaskan mengenai tahapan-tahapan untuk melakukan penelitian, yang dituliskan melalui diagram alir serta dibahas juga data yang diambil sebagai bahan penelitian dan teknik pengumpulan data.

### **BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN**

Bab ini meliputi hasil yang diperoleh dan penyajian dalam bentuk gambar, grafik, tabel, serta pembahasan.

### **BAB 5 PENUTUP**

Bab ini berisi tentang kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian yang telah dilakukan pada bab sebelumnya, serta dapat diajukan saran sebagai bahan evaluasi

## BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Umum

Perencanaan struktur bangunan gedung sangat penting di Indonesia, karena posisi Indonesia yang berada disekitar jalur subduksi lempeng yang menyebabkan wilayah Indonesia terletak pada zona seismik aktif dan tingkat kegempaan yang tinggi. Berbagai peristiwa gempa besar yang terjadi di Indonesia beberapa tahun belakangan ini pun menyadarkan kita, bahwa Indonesia merupakan daerah yang sangat rawan terhadap gempa. Dengan kondisi Indonesia yang demikian itu maka diperlukan kemampuan untuk mengatasi permasalahan yang timbul oleh bencana gempa tersebut, khususnya runtuhnya bangunan dan menghindari jatuhnya korban. Sebagai masalah utama yang sering ditemui dalam merancang struktur dimasa sekarang adalah keadaan dimana struktur yang dibangun sifatnya semakin fleksibel dan tinggi. Dengan fleksibilitas yang makin besar, level vibrasi yang tidak diinginkan mungkin saja akan terjadi jika struktur tersebut dikenai beban lingkungan yang besar.

Struktur suatu bangunan bertingkat harus dapat memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Paska gempa membuktikan bahwa masih banyak bangunan struktur beton dan baja yang mengalami kerusakan bahkan runtuh dan menyebabkan korban jiwa. Bangunan gedung dengan struktur baja masih jarang dijumpai di Indonesia karena mahal, namun diyakini tren di masa datang penggunaan struktur baja akan semakin banyak. Hal tersebut dikarenakan keunggulan struktur baja yang cepat dan efisien dalam proses pengkonstruksianya. Bangunan baja yang akan dibangun di masa datang tentunya diharapkan dapat memenuhi persyaratan perencanaan bangunan baja tahan gempa. Untuk memperoleh ketahanan terhadap respon gempa misalnya sistem rangka pemikul momen khusus dan sistem rangka dengan *bracing*. Konsekwensinya, pada bangunan dimana kekakuan lateralnya



cukup besar akan mengalami percepatan lantai yang besar, sedangkan pada bangunan fleksibel akan mengalami perpindahan lateral yang cukup besar, sehingga bangunan akan mengalami kerusakan yang signifikan pada peristiwa gempa kuat.

Filosofi perencanaan bangunan tahan gempa konvensional yang diadopsi oleh hampir semua peraturan mengenai perencanaan bangunan tahan gempa yang mengutamakan segi keselamatan jiwa dan segi ekonomis yang dikenal dengan perencanaan kapasitas, mempunyai dasar sebagai berikut:

1. Struktur berperilaku elastis jika terjadi gempa kecil.

Jika gempa dengan intensitas percepatan tanah yang kecil dalam waktu ulang yang besar mengenai struktur, disyaratkan tidak mengganggu fungsi bangunan, seperti aktivitas normal didalam bangunan dan perlengkapan yang ada.

2. Bangunan akan mengalami kerusakan jika terjadi gempa sedang, namun terbatas pada kerusakan struktural atau non struktural yang dapat diperbaiki. Jika struktur dikenai gempa dengan waktu ulang sesuai dengan umur atau masa rencana bangunan maka struktur direncanakan untuk menahan gempa sedang tanpa kerusakan pada komponen struktur namun pada komponen non-struktural boleh terjadi kerusakan yang dapat diperbaiki dan diharapkan struktur dalam batas elastis.

3. Bangunan tidak runtuh bila terjadi gempa besar. Jika gempa kuat yang mungkin terjadi pada umur/masa bangunan yang direncanakan membebani struktur, maka struktur direncanakan untuk dapat bertahan dengan tingkat kerusakan yang besar tanpa mengalami kerusakan dan keruntuhan (*collapse*). Tujuan utama dari keadaan batas ini adalah untuk menyelamatkan jiwa manusia.

## **2.2. Teori Gempa**

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi (permukaan tanah). Menurut Budiono dan Supriatna (2011), secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

### 1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa bumi.

### 2. Gempa Bumi Tektonik

Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang-gelombang seismik yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi atau kerak bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lainnya seperti tsunami.

### 3. Gempa Bumi Runtuhan

Gempa bumi ini disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

### 4. Gempa Bumi Buatan

Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.

Diantara ke empat jenis gempa di atas, gempa bumi tektonik merupakan gempa bumi yang paling sering terjadi. Secara spesifik, gempa bumi tektonik juga dapat diartikan sebagai peristiwa pelepasan energi gelombang seismik secara tiba-tiba yang diakibatkan oleh adanya deformasi lempeng tektonik yang ada di kerak bumi (Supriatna, 2011).

## 2.2.1. Parameter Dasar Gempa Bumi

Beberapa parameter dasar gempa bumi yang perlu kita ketahui, yaitu:

1. *Hypocenter*, yaitu tempat terjadinya gempa atau pergeseran tanah di dalam bumi.
2. *Epicenter*, yaitu titik yang diproyeksikan tepat berada di atas *hypocenter* pada permukaan bumi.
3. *Bedrock*, yaitu tanah keras tempat mulai bekerjanya gaya gempa.

4. *Ground acceleration*, yaitu percepatan pada permukaan bumi akibat gempa bumi.
5. *Amplification factor*, yaitu faktor pembesaran percepatan gempa yang terjadi pada permukaan tanah akibat jenis tanah tertentu.

Skala gempa, yaitu suatu ukuran kekuatan gempa yang dapat diukur dengan secara kuantitatif dan kualitatif. Pengukuran kekuatan gempa secara kuantitatif dilakukan pengukuran dengan skala *Richter* yang umumnya dikenal sebagai pengukuran magnitudo gempa bumi adalah ukuran mutlak yang dikeluarkan oleh pusat gempa. Pendapat ini pertama kali dikemukakan oleh *Richter* dengan besaran antara 0 sampai dengan 9. Selama ini gempa terbesar tercatat sebesar 8,9 skala *Richter* terjadi di Columbia tahun 1906.

### **2.2.2. *Ground Motion* (Pergerakan Tanah)**

*Ground Motion* adalah pergerakan permukaan bumi yang diakibatkan adanya gempa atau ledakan. Di dalam itu ilmu teknik gempa, *ground motion* juga populer dengan sebutan *strong motion* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respon-respon tanah yang lain. Pada umumnya, pengertian pergerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah. Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting (Pawirodikromo, 2012).

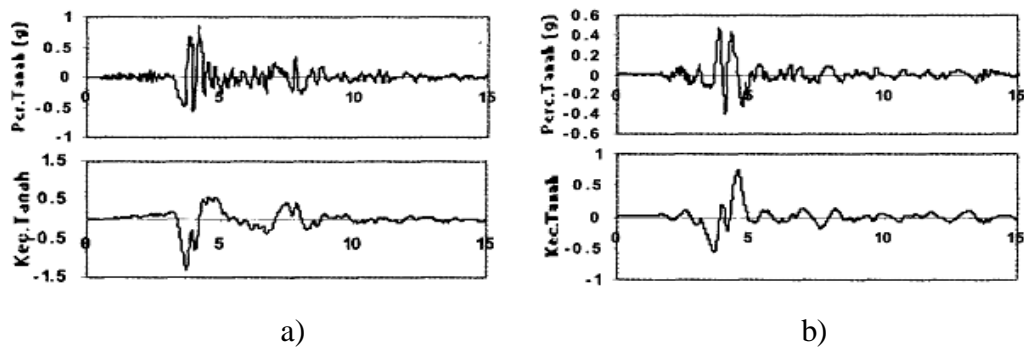
Respon gempa sensitif terhadap karakteristik getaran tanah, besar frekuensi gempa, pola *pulse*, durasi getaran, mekanisme *fault-rupture*, dan lainnya. Berdasarkan pola *pulsenya*, gempa dibagi menjadi 3, yaitu *near field* (gempa dekat, yaitu gempa dengan *pulse*), *far field* (gempa jauh, yaitu gempa tanpa *pulse/no-pulse*), dan gempa berulang.

### **2.2.3. 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  $V_s$ .

Berapa batasan jarak gempa dekat tersebut tidaklah dapat ditentukan secara pasti. Namun, beberapa peneliti mengindikasikan hanya beberapa sampai belasan kilometer saja.

Kalkan, dkk. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam  $\leq 15$  km dari patahan (*fault rupture*). Contoh rekaman gempa dekat dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Contoh Rekaman Gempa: a) Rekaman gempa Northridge (1994); b) Parkfield (1997) (Pawirodikromo, 2012).

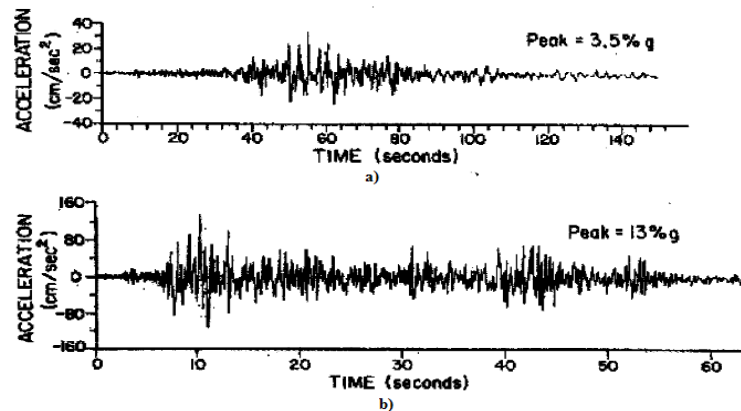
Gambar 2.1 menunjukkan data rekaman gempa yang terjadi di Northridge pada tahun 1994 dan Parkfield pada tahun 1997. Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa terdapat 2 kali *acceleration strong pulse* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Secara umum gempa dekat ini ditandai dengan munculnya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

#### 2.2.4. Gempa Jauh

Rekaman gempa jauh pada prinsipnya berlawanan dengan gempa dekat. Apabila energi gempa telah merambat pada jarak yang jauh (gempa jauh), maka terdapat waktu yang cukup bagi media tanah untuk menyerap sebagian energi gempa. Semakin jauh gelombang merambat, maka semakin besar energi gelombang gempa yang telah diserap oleh media tanah. Hal seperti ini tidak terjadi pada gempa dekat.

Salah satu contoh perbandingan antara rekaman gempa dekat dan jauh tampak pada Gambar 2.2 yang menunjukkan rekaman gempa yang terjadi di Meksiko tahun 1985. Gambar 2.2.a, direkam di Tacubaya yang berjarak kira-kira

370 km dari episenter (gempa jauh) sedangkan Gambar 2.2.b direkam di La Villata yang bejarak kira-kira 44 km dari episenter (gempa dekat). Dari kedua gambar tersebut tampak jelas bahwa setelah merambat lebih dari 300 km, percepatan tanah mengecil dari 13% g menjadi 3,5% g. Secara umum gempa jauh ditandai dengan kandungan *pulse* yang lemah pada rekaman gempanya.



Gambar 2.2: Gempa Meksiko (1985), direkam di: a) Tacubaya dan b) La Villata (Pawirodikromo, 2012).

## 2.3. Material Baja

### 2.3.1. Pengertian Baja

Baja merupakan material campuran (*alloy*) dengan komponen utama berupa besi (Fe) beserta sejumlah karbon dan sebagian kecil senyawa lainnya. Berbagai variasi properti baja tersebut (kekuatan dan daktilitas) ditentukan oleh komposisi kimiawi dari sejumlah komponen pembentuknya.

Karbon merupakan komponen pendukung yang penting selain besi. Senyawa ini sangat signifikan dalam memberikan kontribusi peningkatan nilai kekuatan (*strength*) namun cenderung menurunkan sifat daktilitas (*ductility*). Sejumlah komponen lain yang ikut berkontribusi dalam pembentukan senyawa baja adalah mangan, tembaga, nikel, krom, molybdenum dan silikon.

### 2.3.2. Jenis-jenis Baja

Berdasarkan komponen kimiawi kandungan baja, maka ketentuan ASTM

A.6 secara umum menjadikannya sebagai dasar terhadap pengklasifikasian material baja dalam 5 jenis, yaitu:

- a. *Carbon Steel* dengan tegangan leleh berkisar antara 33 s/d 36 ksi (228 dan 248 MPa), yaitu kategori baja yang beberapa klasifikasinya berdasarkan pada persentasi karbon. *Carbon Steel* terbagi menjadi empat, yaitu: *low carbon* (kurang dari 0,15%), *mild carbon* (0,15-0,29%), *medium carbon* (0,3-0,59%) dan *high carbon* (0,6-1,7%). Tipe yang umum digunakan untuk jenis ini adalah grade A36 dan Fe37, dengan tegangan leleh nominal 250 MPa.
- b. *High strength steel* dengan tegangan leleh berkisar antara 42 dan 50 ksi (290 dan 345 MPa).
- c. *High strength Low-Alloy Steel*, baja ini mempunyai tegangan leleh berkisar 40-65 ksi (278-448 MPa).
- d. *Quenched and Tempered carbon steel*, dengan tegangan leleh berkisar antara 50 dan 60 ksi (345 dan 414 MPa).
- e. *Alloy Steel*, baja jenis ini mempunyai tegangan leleh berkisar 90-100 ksi (621-689 MPa).

### 2.3.3. Klasifikasi Baja

Baja panduan dapat diklasifikasikan sesuai dengan:

a. Komposisi

Berdasarkan komposisi baja paduan dibagi menjadi:

- Baja tiga komponen: terdiri dari satu unsur pemandu dalam penambahan Fe dan C.
- Baja empat komponen: terdiri dari dua unsur pemandu dst.

b. Struktur

Baja diklasifikasikan berdasarkan:

- Baja pearlit (sorbit dan trostit)

Didapat jika unsur-unsur paduan relatif kecil maksimum 5%, baja ini mampu diolah dengan mesin, sifat mekaniknya meningkat oleh *heat treatment (hardening & tempering)*

- Baja martensit

Unsur pemandunya lebih dari 5%, sangat sukar dan sukar diolah dengan

mesin.

- Baja Austenit

Terdiri dari 10-30% unsur pemandu tertentu (Ni, Mn atau Co) misalnya: baja tahan karat (*stainless steel*), non *magnetic* dan baja tahan panas (*heat resistant steel*).

- Baja ferrit

Terdiri dari sejumlah besar unsur pepadu (Cr, W atau Si) tetapi karbonnya rendah. Tidak dapat dikeraskan.

- Baja karbit/ ledeburit

Terdiri sejumlah karbon dan unsur-unsur pembentuk karbit (Cr, W, Mn, Ti, Zr).

c. Penggunaan

Berdasarkan penggunaan dan sifat-sifatnya, baja paduan diklasifikasikan:

- Baja konstruksi (*structural steel*).
- Baja perkakas (*tool steel*).
- Baja dengan sifat fisik khusus.

#### 2.3.4. Perilaku Baja

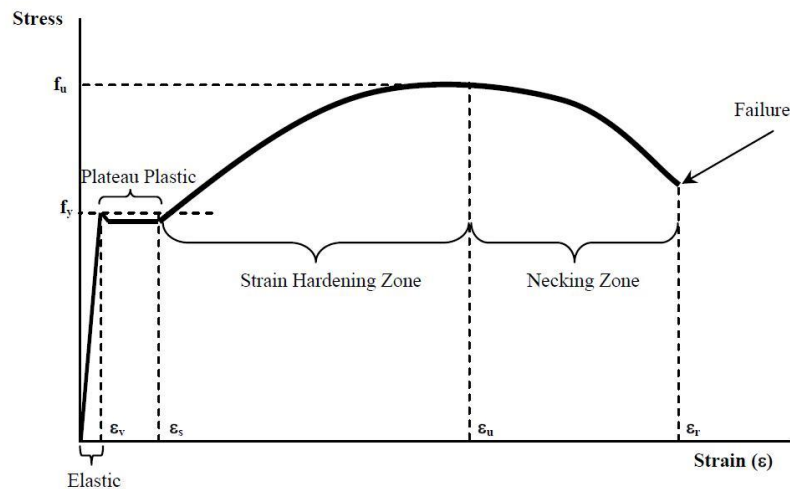
Pengetahuan mengenai data properti material merupakan persyaratan utama untuk analisis dari sejumlah sistem struktur. Parameter kekuatan dan daktilitas dari material adalah dua karakteristik yang sangat dibutuhkan oleh para desainer. Properti material sering dideskripsikan dalam bentuk hubungan tegangan regangan yang merupakan karakteristik dari sejumlah baja struktural.

Dari Gambar 2.3 terlihat 4 zona perilaku yaitu: zona elastik, zona plastik, zona *strain hardening* dan zona sepanjang peristiwa terjadinya *necking* serta diakhiri dengan kegagalan (*failure*). Keterangan berikut merupakan penjelasan dari Gambar 2.3 dibawah:

- Dalam zona awal regangan, tegangan dan regangan bersifat proporsional, kemiringan linier yang ada merupakan modulus young (E) yang disebut juga sebagai modulus elastisitas. Daerah ini dinamakan sebagai zona elastis, zona ini berakhir dengan ditandai tercapainya material ( $f_y$ ).
- Setelah awal kelelahan terjadi zona berbentuk garis datar (*flat plateau*), pada

zona ini setiap peningkatan nilai regangan yang terjadi tidak ada peningkatan tegangan yang mengiringinya. Daerah ini disebut sebagai zona plato plastik.

- Saat zona plasto plastik berakhir, *strain hardening* mulai terjadi dan secara bertahap meningkatkan nilai tegangan sampai mencapai ultimit ( $f_u$ ). Setelah itu tegangan cenderung menurun dengan bertambahnya regangan sebagai indikasi masuknya daerah *necking* yang akan diakhiri dengan kegagalan fraktur.



Gambar 2.3: Perilaku tegangan dan regangan material baja.

Bahan baja yang dinilai baik dalam kontribusinya terhadap perilaku struktur terutama dalam memikul beban gempa (siklik) yaitu yang dimiliki daerah *strain hardening* dan daerah *necking* yang panjang. Sifat ini menyebabkan baja akan berperilaku duktail sehingga secara struktural akan berperan besar dalam proses redistribusi tegangan saat terjadinya plastifikasi.

Dalam perencanaan struktur baja, SNI 03-1729-2015 mengambil beberapa sifat mekanik dari material baja yang sama yaitu:

Modulus Elastisitas, $E$	= 200.000 MPa
Modulus Geser, $G$	= 80.000 MPa
Angka poisson	= 0,30
Koefisien muai	= panjang, $12,10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}\alpha$

Sedangkan berdasarkan tegangan leleh dan tegangan putusnya, mutu dari material baja diklasifikasikan menjadi 5 kelas mutu, dapat dilihat Tabel 2.1.



Tabel 2.1: Sifat-sifat mekanis baja struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus minimum, $f_u$ (MPa)	Tegangan Leleh Minimum, $f_y$ (MPa)	Regangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Pengklasifikasian yang telah dijelaskan pada Tabel 2.1 berdasarkan SNI 03-1729-2015. Sifat-sifat mekanis baja ini sangat dibutuhkan dalam perencanaan gedung. Nilai-nilai tersebut menjadi patokan dasar mutu baja yang digunakan untuk merencanakan sebuah struktur.

### 2.3.5. Daktalitas

Sebelum tahun 1960-an istilah daktalitas hanya dipergunakan untuk menggambarkan karakteristik perilaku material, namun setelah kajian yang dilakukan Housner tentang masalah gempa dan kajian masalah disain plastis oleh Baker konsep daktalitas diperluas ke permasalahan struktural.

Penggunaan secara umum dalam disain tahanan gempa istilah daktalitas 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 daktalitas 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, daktalitas didefinisikan sebagai kemampuan struktur mengalami deformasi setelah leleh awal (initial yield) tanpa mengalami reduksi kekuatan ultimit yang signifikan. Daktalitas 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:

- Daktilitas material (*material ductility*),  
Merupakan karakteristik material dalam deformasi plastis untuk sejumlah tipe beban yang berbeda serta mempertimbangkan hubungan antara tegangan dan regangan.
- 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*.
- 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.
- 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*).
- 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 elasto 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 dissipasi 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:

- Daktilitas tersedia (*available ductility*), dihasilkan dari perilaku struktur yang mencakup perhitungan properti material, tipe penampang, beban gravitasi, degradasi kekakuan dan berkenaan dengan simpangan plastis.
- 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.

### **2.3.6. Kriteria Perencanaan Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa**

#### **2.3.6.1. Elemen Yang Memikul Gaya Aksial Tekan**

Semua komponen struktur yang mengalami gaya tekan akibat beban terfaktor,  $N_u$ , harus memenuhi persyaratan Pers 2.1 sebagai berikut:

$$N_u \leq \phi_n N_n \quad (2.1)$$

Keterangan:

$\phi_c$  0,85 adalah faktor tahanan tekan

$N_u$  Gaya tekan terfaktor

$N_n$  Kuat tekan nominal komponen struktur yang ditentukan berdasarkan SNI 03-1729-2002 mengenai tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung.

Beberapa kondisi batas yang harus diperhitungkan dalam perencanaan batang tekan, yaitu:

1. Kelelahan penampang (*yielding*)
2. Tekuk lokal (*local buckling*)
3. Tekuk lentur (*flexural buckling*)
4. Tekuk torsi (*torsional buckling*)

Tekuk lokal adalah peristiwa menekuknya elemen pelat penampang (sayap atau badan) akibat rasio tebal yang terlalu besar. Tekuk lokal mungkin terjadi sebelum batang atau kolom menekuk lentur. Oleh karena itu, disyaratkan pula nilai maksimum bagi rasio lebar-tebal pelat penampang batang tekan.

Tekuk lentur adalah peristiwa menekuknya batang tekan pada arah sumbu lemahnya secara tiba-tiba terjadi ketidak stabilan. Kuat tekan nominal pada kondisi batas dapat dilihat pada Pers 2.2 dan Pers. 2.3.

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (2.2)$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \quad (2.3)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \quad \text{maka } \omega = 1 \text{ (kondisi leleh umum)} \quad (2.4)$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \quad \text{maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \text{ (kondisi tekuk inelastis)} \quad (2.5)$$

$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1,2 \quad \text{maka } \omega = 1,25 \lambda_c^{-2} \text{ (kondisi tekuk elastis)} \quad (2.6)$$

Keterangan:

$A_g$  luas penampang bruto, mm<sup>2</sup>.

$f_{cr}$  Tegangan kritis penampang, MPa.

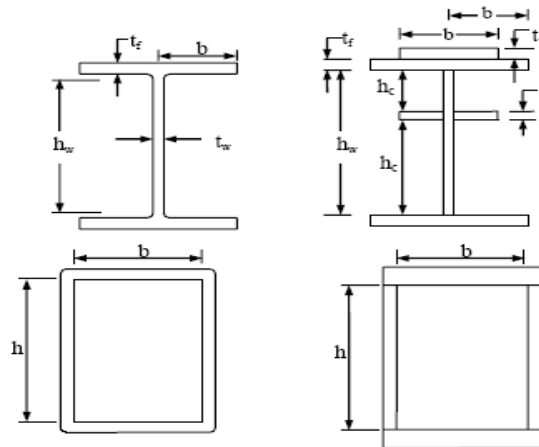
$f_y$  Tegangan leleh material, MPa.

Tekuk torsi terjadi terhadap sumbu batang sehingga menyebabkan penampang batang tekan terpuntir. Tekuk torsi umumnya terjadi pada konfigurasi elemen batang tertentu seperti profil siku ganda dan profil T.

Selain persyaratan struktur baja pada umumnya, persyaratan komponen struktur baja yang mengalami tekan juga harus memenuhi persyaratan nilai batas perbandingan lebar terhadap tebal  $\lambda_p$  yang tersaji dalam Tabel 2.2 berikut ini, sedangkan pada SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung tersaji pada Tabel 7.5-1.

Tabel 2.2: Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal untuk elemen tertekan ( $f_y$  dinyatakan dalam MPa).

Keterangan elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal ( $\lambda$ )	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal	
		$\lambda_p$	$\lambda_r$
Pelat sayap balok-I dan kanal dalam lentur	b/t	$170/\sqrt{f_y}$	$370 / \sqrt{f_y f_r}$
pelat sayap balok-I hibrida atau balok yang tersusun di las dalam lentur	b/t	-	$\frac{420}{\sqrt{\frac{f_{yf} - f_r}{k_e}}}$
Pelat sayap dari komponen-komponen struktur tersusun dalam tekan	b/t	-	$\frac{290}{\sqrt{\frac{f_y}{k_e}}}$
Sayap dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanan dalam aksial tekan, profil siku dalam pelat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan.	b/t	-	$\frac{250}{f_y}$
Pelat badan dari profil T	b/t	-	$\frac{335}{\sqrt{f_y}}$



Gambar 2.4: Simbol untuk beberapa variabel penampang (SNI 03-1729-2002).

Batasan kelangsingan untuk elemen tekan ditetapkan tidak boleh melebihi nilai berikut atau dapat disajikan pada Pers. 2.7.

$$\lambda = \frac{L_k}{r} < 200 \quad (2.7)$$

### 2.3.6.2. Elemen Yang Memikul Gaya Aksial Tarik

Komponen struktur baja yang memikul gaya tarik (sering disebut batang tarik), harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan di mana  $N_u$  adalah kuat tarik perlu, yaitu nilai gaya tarik akibat beban terfaktor, diambil nilai terbesar diantara berbagai kombinasi pembebanan yang diperhitungkan.  $N_n$  adalah kuat tarik nominal, yaitu gaya tarik pada kondisi batas yang diperhitungkan. Untuk komponen yang memikul gaya tarik, kondisi batas yang diperhitungkan dapat dilihat pada Pers 2.8.

$$N_u \leq \phi_t N_n \quad (2.8)$$

1. Kelelahan penampang (*yielding*) yaitu leleh seluruh penampang (bruto)
2. Putus (*fracture*) yaitu terjadi retakan atau robekan pada luas penampang efektif.

Kuat tarik rencana ditentukan oleh kedua kondisi di atas dengan ketentuan-ketentuan yang berlaku, dapat dilihat pada Pers 2.9.

Kondisi leleh

$$\phi N_n = 0,9 A_g f_y \quad (2.9)$$

Kondisi retak

$$\phi N_n = 0,75 A_e \cdot f_u \quad (2.10)$$

Keterangan:

$A_g$  luas penampang bruto

$A_e$  luas penampang efektif

$f_y$  tegangan leleh nominal baja profil yang digunakan dalam disain

$f_u$  tegangan putus yang digunakan dalam disain

Kondisi fraktur dapat dicegah dengan mengatur luas bersih efektif penampang sedemikian rupa sehingga kondisi batas penampang ditentukan oleh kondisi leleh, yang dapat dilihat pada Tabel 2.3 dan dinyatakan dengan Pers 2.11 dan 2.12.

Fraktur > leleh

$$0,75 A_e f_u > 0,9 A_g f_y \quad (2.11)$$

$$A_e / A_g > 120 f_y / f_u \quad (2.12)$$

Tabel 2.3: Rasio ( $A_e/A_g$ ) minimum dari beberapa mutu baja, sehingga kondisi fraktur tidak terjadi.

Jenis Baja	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$F_y/F_u$	$(A_e/A_g)$ ) min	Tegangan putus minimum $f_u$ (MPa)	Tegangan leleh minimum $f_y$ (MPa)	Peregang minimum (%)
BJ 37	240	370	0,65	0,78	340	210	22
BJ 41	250	410	0,61	0,73	370	240	20
BJ 44	280	440	0,64	0,76	410	250	18
BJ 50	290	500	0,58	0,70	500	290	16
BJ 52	360	520	0,69	0,83	550	410	13

Meskipun stabilitas bukan merupakan suatu kriteria dalam disain batang tarik, akan tetapi untuk menghindari bahaya yang timbul akibat getaran yang terjadi pada batang tarik harus didisain cukup kaku. Dengan memperhatikan ketentuan mengenai stabilitas batang tarik, maka ditentukan batas kelangsingan batang  $\lambda$ , sebagai berikut:

$\lambda \leq 240$  untuk komponen utama

$\lambda \leq 300$  untuk komponen sekunder

### 2.3.6.3. Elemen Yang Memikul Momen Lentur

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor,  $M_u$  harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan yang dapat dilihat pada Pers 2.13.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.13)$$

Keterangan:

$M_u$  adalah momen terfaktor (N,mm)

$\phi$  adalah faktor reduksi 0,9

$M_n$  adalah kuat nominal dari momen lentur penampang (N,mm)

### 2.3.6.4. Kelangsingan Penampang

Pengertian penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan struktur baja tahan gempa maka batasannya ditentukan pada Tabel 7.5-1 di SNI 03-1729-2002.

Penentuan  $M_n$  dengan kondisi batas tekuk torsi lateral dengan penampang kompak ( $\lambda \leq \lambda_p$ ). Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengeang yang berdekatan,  $L$  batas-batas pengeang lateral ditentukan dalam Tabel 2.4.

Tabel 2.4: Bentang untuk pengeang lateral.

Profil	$L_p$	$L_r$
Profil-I dan kanal ganda	$1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah	$r_y \left[ \frac{X_1}{f_L} \right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}}$ dengan $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$



Tabel 2.4. Lanjutan

Profil	L <sub>p</sub>	L <sub>r</sub>
		$X_2 = 4(S/GJ)^2 \frac{I_w}{I_y}$ <p>I<sub>w</sub> adalah konstanta putir lengkung J adalah konstanta puntir torsi</p>
Profil kotak pejal atau berongga	$0,13 E r_y \frac{\sqrt{JA}}{M_p}$	$2 E r_y \frac{\sqrt{JA}}{M_r}$

Kondisi plastis sempurna ( $L_b \leq L_p$ ) dapat dilihat Pers 2.14.

$$M_n = M_p = Z_x * f_y \leq 1,5 * M_y \quad (2.14)$$

Kondisi tekuk torsi lateral inelastik ( $L_p < L_b < L_r$ ) dapat dilihat Pers 2.15.

$$M_n = C_b \left[ M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (2.15)$$

Keterangan:

$C_b$  = faktor pengali momen lentur nominal (*bending coefficients*)

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \quad (2.16)$$

Keterangan:

$M_{max}$  momen maksimum dari bentang yang ditinjau

$M_{A,B,C}$  masing-masing momen pada ¼ bentang, tengah bentang, dan ¾ bentang komponen struktur yang ditinjau

$M_n$  kuat lentur nominal balok (N,mm)

$M_p$  momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh (N,mm)

$M_n$  momen batas tekuk (N,mm)

$C_b$  koefisien pengali momen tekuk torsi lateral

$M_y$  momen lentur yang menyebabkan penampang mulai mengalami tegangan leleh (N,mm)

$M_r$  momen batas tekuk (N,mm)

$L_p$  panjang bentang maksimum untuk balok yang mampu menerima momen plastis (mm).

$L_r$  panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral (mm).

$L_b$  panjang bagian pelat sayap tekan tanpa pengekang lateral (mm).

Nilai  $M_n$  dibatasi tidak boleh melebihi dari nilai  $M_p$  yaitu harga momen lentur pada kondisi plastik sempurna tanpa mengalami tekuk local maupun torsi lateral.

Tekuk torsi lateral elastik ( $L_b \geq L_p$ ) dapat dilihat Pers 2.17.

$$M_n = M_{cr} \quad M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y I_w} \quad (2.17)$$

### 2.3.6.5. Geser Pada Balok

Pelat badan yang memikul gaya geser perlu ( $V_u$ ) harus memenuhi syarat pada Pers. 2.18.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.18)$$

Keterangan:

$\phi$  faktor reduksi kuat geser

$V_n$  kuat geser nominal (N)

$V_u$  gaya geser terfaktor (N)

Kuat geser nominal  $V_n$  ditentukan oleh kondisi batas leleh atau tekuk pada pelat badan.

Leleh pada pelat badan (plastik sempurna) jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel  $h/t_w$  memenuhi syarat pada Pers 2.19.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (2.19)$$

Dengan,

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (2.20)$$

Maka kuat geser pelat badan harus dihitung pada Pers. 2.21.

$$V_n = 0,6 F_{yw} A_w \quad (2.21)$$

a. Jarak antara pelat pengaku lateral penampang.

$F_{yw}$  tegangan leleh pelat bada

$A_w$  luas kotor pelat badan

b. Tekuk inelastik pada pelat badan

Jika kelangsingan pelat badan memenuhi hubungan pada Pers 2.22.

$$1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (2.22)$$

Maka kuat geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w \left[ 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \right] \left( \frac{h}{t_w} \right) \quad (2.23)$$

c. Tekuk elastik pada pelat badan

Jika kelangsingan pelat badan memenuhi hubungan pada Pers 2.24.

$$h/t_w \geq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (2.24)$$

maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung pada Pers. 2.25.

$$V_n = \frac{0,9 A_w k_n E}{\left( \frac{h}{t_w} \right)^2} \quad (2.25)$$

### 2.3.6.6. Elemen Yang Memikul Gaya Kombinasi

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan pada Pers. 2.26 dan 2.27.

Untuk  $\frac{N_u}{\phi N_u} \geq 0,2$ :

$$\frac{N_u}{\phi N_u} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (2.26)$$

Untuk  $\frac{N_u}{\phi N_u} < 0,2$ :

$$\frac{N_u}{2\phi N_u} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (2.27)$$

Keterangan:

$N_u$  gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor, N

$N_n$	kuat nominal penampang
$M_{ux}, M_{uy}$	momen lentur terfaktor terhadap sumbu-x dan sumbu-y, N,mm
$M_{nx}, M_{ny}$	kuat nominal letur penampang terhadap sumbu-x dan sumbu-y, N,mm
$\phi_n$	0,90 (leleh) tarik
$\phi_n$	0,75 (fraktur) tarik
$\phi_n$	0,85 tekan
$\phi_b$	0,90 lentur.

## 2.4. Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur dikelompokkan menjadi dua bagian, yaitu beban vertikal dan beban horisontal. Beban vertikal meliputi beban mati dan beban hidup. Untuk beban horisontal dalam hal ini yaitu berupa beban gempa.

### 2.4.1. Beban Vertikal

#### a. Beban Mati

Beban mati merupakan semua berat sendiri gedung dan segala unsur tambahan yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut. Sesuai SNI 1727-2013, yang termasuk beban mati adalah seperti dinding, lantai, atap, plafon, tangga dan *finishing*.

#### b. Beban Hidup

Beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah.

### 2.4.2. Beban Horisontal (Beban Gempa)

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut (PPIUG, 1983). Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Terdapat beberapa metode analisa perhitungan besarnya beban gempa yang bekerja pada struktur gedung. Secara umum metode analisa ini terdiri dari:

## 1. Analisis gempa statik ekivalen

Metode ini digunakan untuk menganalisa beban gempa pada struktur beraturan dimana beban yang bekerja merupakan hasil penyederhanaan dan modifikasi pergerakan tanah. Beban tersebut bekerja pada suatu pusat massa lantai-lantai struktur gedung. Langkah-langkah perhitungan beban gempa tersebut terdiri dari:

- Menentukan parameter spectral percepatan ( $S_s$  dan  $S_I$ ).
- Menentukan spektrum respon desain.
- Menentukan kelas situs lokasi bangunan.
- Menentukan kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan bangunan ( $I_e$ ).
- Menentukan faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_o$ .
- Menentukan periode fundamental alami ( $T$ ).
- Penentuan massa struktur.
- Mendefinisikan pelat lantai sebagai diafragma.
- Menambahkan kombinasi pembebanan.
- Melakukan analisis.

## 2. Analisis dinamis

### a. Analisa modal

Metode ini dipakai untuk menyelesaikan analisa dinamik suatu struktur dengan syarat bahwa respon spektrum masih elastis dan struktur mempunyai standar *mode shape*.

### b. Analisa *response spectrum*

Merupakan suatu analisis dengan menentukan respons dinamik struktur gedung yang berperilaku elastis penuh terhadap pengaruh suatu gempa. Metode ini merupakan suatu pendekatan terhadap beban gempa yang mungkin terjadi. Menurut SNI 1726-2012, respons spektrum adalah suatu diagram hubungan antara percepatan respons maksimum suatu sistem satu derajat kebebasan (SDK) akibat gempa tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman dan waktu getar alami. Langkah-langkah aplikasi *SAP2000* dalam pembebanan gempa dinamis *response spectrum* antara lain:

- Input data *response spectrum* di *SAP2000*.
- Mendefinisikan tipe analisis *response spectrum*.

- Analisis modal.
  - Penentuan massa struktur.
  - Menambahkan kombinasi pembebanan.
  - Melakukan analisis.
- c. Analisa riwayat waktu (*time history analysis*)
- Analisa riwayat waktu terbagi menjadi 2 jenis metode, yaitu:
1. Analisa respon dinamik riwayat waktu linear  
Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung atau dapat juga dengan metode analisa ragam.
  2. Analisa respon dinamik riwayat waktu nonlinear  
Adalah suatu cara analisa untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linear) maupun elastik-plastis (nonlinear) terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data maksimum, dimana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung.

## **2.5. Tinjauan Jenis Struktur**

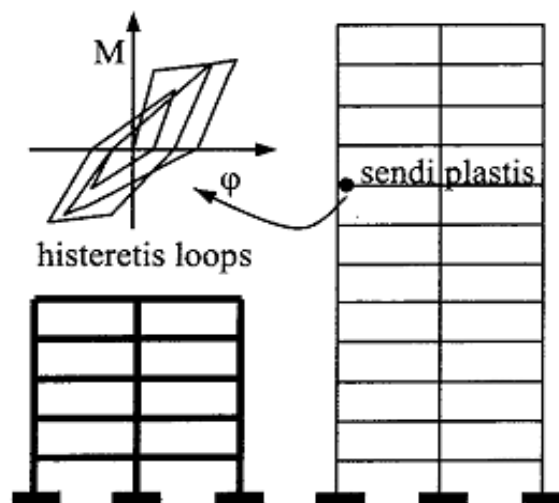
Dalam SNI 03-1726-2012, jenis struktur penahan gaya gempa dibagi menjadi 8 sistem, yaitu: Sistem Dinding Penumpu, Sistem Rangka Bangunan, Sistem Rangka Pemikul Momen, Sistem Ganda Dengan Rangka Pemikul Momen Khusus, Sistem Ganda Dengan Rangka Pemikul Momen Menengah, Sistem Interaktif Dinding Geser Rangka Dengan Rangka Pemikul Momen Beton Bertulang Biasa Dan Dinding Geser Beton Bertulang Biasa, Sistem Kolom Kantilever, Sistem Baja. Gedung yang akan diteleti ini termasuk Sistem Rangka Pemikul Momen.

### 2.5.1. Portal/Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah salah satu sistem struktur utama dalam menahan gaya-gaya lateral, baik itu gaya lateral akibat gempa maupun angin. SRPM ini dikenal cukup baik dalam memberikan sistem yang duktail namun sayangnya kurang baik dalam memberikan kekuatan lateral, khususnya untuk bangunan-bangunan yang tinggi. Umumnya SRPM cukup efektif dipakai sampai < 25 tingkat.

Menurut Pawirodikromo (2012), penggunaan SRPM untuk bangunan bertingkat akan mempunyai kelebihan dan kelemahan. Beberapa kelebihannya diantaranya:

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang duktail dengan *hysteresis loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 2.4 dan dapat memberikan sistem pengekangan/kekakuan yang cukup.
2. Karena fleksibilitasnya tinggi, SRPM akan mempunyai perioda getar T yang relatif besar.
3. Secara arsitektural SRPM memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan.



Gambar 2.5: Histeresis di sendi plastis yang stabil (Pawirodikromo, 2012).

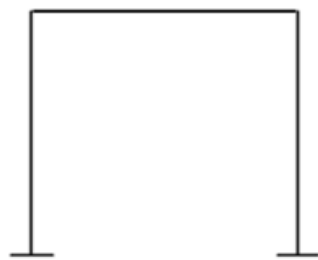
Adapun kekurangan dari SRPM adalah:

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan pola mekanisme yang jelas.

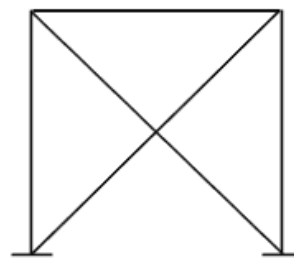
2. Desain tulangan lateral tidak layak, baik pada lokasi sendi plastis maupun pada *joint*.
3. Distribusi kekakuan struktur portal yang secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*).
4. Struktur portal yang terlalu fleksibel dapat menyebabkan simpangan antar tingkat yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah.

## 2.6. Rangka *Bracing*

Menurut Gideon (1993), sistem yang umum dipakai untuk menahan beban gempa adalah *Moment Resisting Frame* (MRF) dan *Concentrically Braced Frame* (CBF) dapat dilihat pada Gambar 2.6. 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 *bracing* pada sambungan balok kolom pada CBF. Sistem Rangka *Bracing* memiliki keuntungan untuk memenuhi persyaratan yang dipenuhi oleh sistem tahan gempa, yaitu memiliki kekuatan (*stiffness*) yang tinggi dan memiliki daktalitas yang baik.



Momen Resisting Frame (MRF)

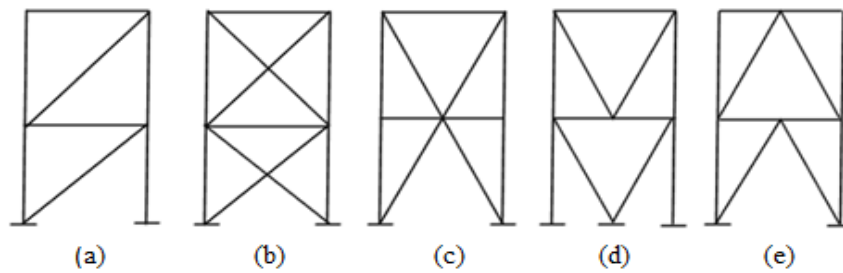


Concentrically Braced Frame (CBF)

Gambar 2.6: Sistem Penahan Gempa yang Umum.

Sistem rangka *bracing* memiliki beberapa tipe yang diberi nama sesuai dengan susunan bresingnya. Beberapa tipe bresing yang digunakan dalam perencanaan antara lain *bracing single diagonal*, *X-bracing*, *two story X-bracing*, *V-bracing* dan *inverted V-bracing* dan lain sebagainya (Gambar 2.7).





Gambar 2.7: Tipe-tipe *Brace Frame*; (a) *Single Diagonal*; (b) *X-Bracing*; (c) *Two Story X-Bracing*; (d) *V-Bracing*; (e) *Intervel V-Bracing*.

Berdasarkan SNI 03-1729-2002, rangka *bracing* harus memenuhi persyaratan-persyaratan dibawah ini:

### 2.6.1. Batang Bresing

Kelangsingan batang bresing harus memenuhi syarat kelangsingan yaitu sesuai dengan Pers. 2.28.

$$\frac{k_c L}{r} \leq \frac{2,625}{\sqrt{f_y}} \quad (2.28)$$

### 2.6.2. Beban Aksial Terfaktor Pada Batang Bresing

Beban Aksial Terfaktor Pada Batang Bresing tidak boleh melebihi  $\phi_c n_n$ .

### 2.6.3. Distribusi Beban Lateral

Pada bidang bresing, batang-batang bresing dipasang dengan arah selang seling, sedemikian rupa sehingga pada masing-masing arah gaya lateral yang sejajar dengan bidang bresing, minimal 30% tapi tidak lebih dari 70% gaya horizontal total harus dipikul oleh batang bresing tarik, kecuali jika kuat nominal tekan  $N_n$  untuk setiap bresing lebih besar daripada beban terfaktor  $N_u$ .

Bidang bresing adalah suatu bidang yang mengandung batang-batang bresing atau bidang-bidang paralel yang mengandung batang-batang bresing dengan jarak antar bidang-bidang tersebut tidak lebih dari 10% dimensi tapak bangunan tegak lurus bidang tersebut.

#### **2.6.4. Perbandingan Lebar Terhadap Tebal**

Perbandingan lebar terhadap tebal penampang batang bresing tekan yang diperkaku ataupun yang tidak diperkaku harus memenuhi persyaratan, dan persyaratan-persyaratan berikut ini:

- 1) Batang bresing harus bersifat kompak (yaitu  $\lambda < \lambda_p$ ). Perbandingan lebar terhadap tebal untuk penampang siku tidak boleh lebih dari  $135/\sqrt{f_y}$ .
- 2) Penampang bulat berongga harus mempunyai perbandingan diameter luar terhadap tebal dinding, kecuali jika dinding penampang tersebut diberi pengaku.
- 3) Penampang persegi berongga harus mempunyai perbandingan lebar terhadap tebal dinding, kecuali jika dinding penampang tersebut diberi pengaku.

#### **2.6.5. Batang Bresing Tersusun Dengan Jahitan**

Jarak antar jahitan pada batang bresing tersusun harus sedemikian rupa sehingga kelangsingan  $l/r$  dari setiap elemen yang berada di antara titik-titik jahitan tidak melebihi 0,4 kali kelangsingan batang bresing tersusun.

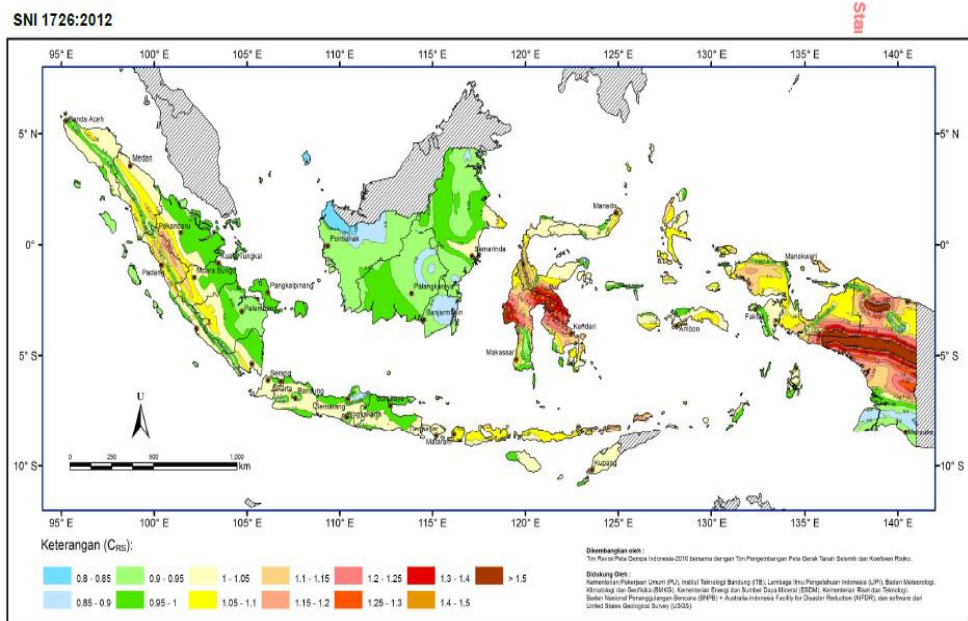
Kuat geser rencana total jahitan minimal sama dengan kuat tarik rencana masing-masing elemen dari batang bresing. Jarak antar jahitan harus seragam dan jumlah jahitan tidak kurang dari dua. Jahitan yang menggunakan baut tidak boleh diletakkan di daerah  $1/4$  bentang bersih batang bresing yang di tengah. Pengecualian: Jika dapat dibuktikan bahwa batang bresing akan mengalami tekuk tanpa menyebabkan geser pada jahitan maka jarak antar jahitan harus sedemikian rupa sehingga kelangsingan  $l/r$  setiap elemen yang berada di antara jahitan tidak melebihi 0,75 kali kelangsingan maksimum batang bresing.

### **2.7. Analisis berdasarkan *Response Spectrum***

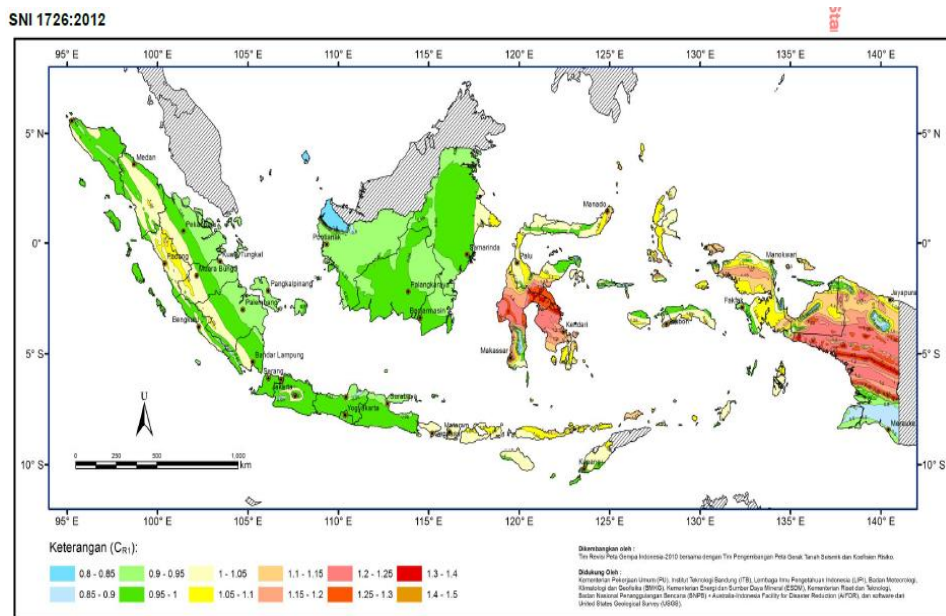
#### **2.7.1. Peta wilayah gempa Indonesia SNI 1726:2012**

Dalam merencanakan beban gempa, perlu untuk mempertimbangkan lokasi atau daerah tempat struktur berada. Hal ini bersangkutan karena tiap daerah memiliki kerawannya masing-masing. Tingkat kerawanan dapat dilihat dengan

besarnya nilai  $S_s$  (parameter respon spektral percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik) dan  $S_1$  (parameter respon spektra percepatan gempa maksimum perioda pendek 1.0 detik) pada Gambar 2.8 dan Gambar 2.9.



Gambar 2.8: Peta Besaran Nilai  $S_s$  pada SNI 1726:2012.



Gambar 2.9: Peta Besaran Nilai  $S_1$  pada SNI 1726:2012.

Pada gambar, besarnya nilai  $S_s$  dan  $S_I$  dilihat dari perbedaan warna. Warna terang menunjukkan bahwa daerah tersebut memiliki tingkat kerawanan gempa yang rendah. Sebaliknya tingkat kerawanan gempa menjadi tinggi ketika warna pada peta menjadi semakin gelap.

### 2.7.2. Kelas Situs

Berdasarkan SNI 1726-2012 sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai kelas situs  $SA$ ,  $SB$ ,  $SC$ ,  $SD$ ,  $SE$ , atau  $SF$  yang mengikuti definisi kelas situs yang dapat dilihat pada Tabel 2.5. Bila sifat-sifat tanah tidak teridentifikasi secara jelas sehingga tidak bisa ditentukan kelas situs-nya maka kelas situs  $SE$  dapat digunakan kecuali jika pemerintah/dinas yang berwenang memiliki data geoteknik yang dapat menentukan kelas situs  $SF$ .

Tabel 2.5: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	$\bar{v}_N$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
$SA$ (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
$SB$ (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
$SC$ (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
$SD$ (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
$SE$ (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
$SF$ (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : – Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah – Lempung sangat organik atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) – Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak / medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

### 2.7.3. *Spectrum Respons*

*Spectrum Respons* desain ditunjukkan dalam gambar dengan mengikuti ketentuan di bawah ini:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , *Spectrum respons* percepatan desain  $S_a$  harus diambil dari Pers 2.29.

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.29)$$

2. Untuk perioda yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , *spectrum respons* percepatan desain  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , *spectrum respons* percepatan desain,  $S_a$  diambil berdasarkan Pers 2.30.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.30)$$

Keterangan:

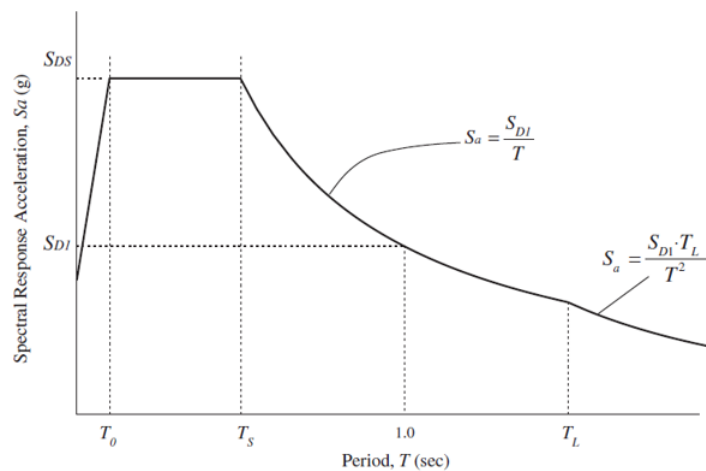
$S_{DS}$  = Parameter *respons spectral* percepatan desain pada periode pendek

$S_{D1}$  = Parameter *respons spectral* percepatan desain pada perioda 1 detik

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.31)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.32)$$



Gambar 2.10: *Spectrum respons* percepatan desain. (SNI 1726:2012).

Parameter percepatan spektral desain ditentukan dengan Pers 2.33 dan Pers 2.4 sebagai berikut:

$$S_{DS} = 2/3 \cdot S_{MS} \quad (2.33)$$

$$S_{D1} = 2/3 \cdot S_{M1} \quad (2.34)$$

Sedangkan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  ditentukan dengan Pers 2.35 dan Pers 2.36 sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.35)$$

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.36)$$

Keterangan:

$S_s$  = Parameter *respons spectral* percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode pendek

$S_1$  = Parameter *respons spectral* percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1,0 detik

Koefisien situs faktor implikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek,  $F_a$  dan faktor implikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik,  $F_v$  dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan 2.7.

Tabel 2.6 Koefisien Situs,  $F_a$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs	Parameter <i>repons spectral</i> percepatam gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 1,25$
Batuan Keras ( $S_A$ )	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan ( $S_B$ )	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah sangat padat dan batuan lunak ( $S_C$ )	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah sedang ( $S_D$ )	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah lunak ( $S_E$ )	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus ( $S_F$ )	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2.7 Koefisien Situs,  $F_v$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.7)	$S_1$				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
Batuan Keras ( $S_A$ )	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan ( $S_B$ )	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Tabel 2.7. Lanjutan

Klasifikasi situs (sesuai Tabel 2.7)	$S_I$				
	$S_S \leq 0,1$	$S_S = 0,2$	$S_S = 0,3$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 0,5$
Tanah sedang ( $S_D$ )	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah lunak ( $S_E$ )	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah khusus ( $S_F$ )	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan:

SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifikasi dan analisis respon situs spesifik.

Berdasarkan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  yang sudah ditentukan maka struktur dapat ditetapkan dalam salah satu katagori desain seismik, sesuai Tabel 2.8 dan 2.9.

Tabel 2.8: Katagori desain seismik berdasarkan parameter *respons* percepatan pada perioda pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai $S_{DS}$	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	B
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	C
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.9: Katagori desain seismik berdasarkan parameter *respons* percepatan pada perioda 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

Nilai $S_{D1}$	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	B
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	C
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

a. Kategori Desain Seismik A

Bangunan gedung dan non gedung dengan kategori desain seismik elemen nonstruktural dalam kategori desain seismik A dibebaskan dari ketentuan-ketentuan seismik.

b. Kategori Desain Seismik B

Untuk bangunan yang dirancang dengan kategori desain seismik B, gaya gempa desain diijinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dari dua arah orthogonal dan pengaruh interaksi orthogonal diijinkan untuk diabaikan.

c. Kategori desain seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang untuk kategori desain seismik C harus minimum sesuai dengan arah masing-masing orthogonal. Struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal harus menggunakan salah satu prosedur berikut:

1. Prosedur kombinasi orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya latera ekivalen, prosedur analisis respon spektrum, atau prosedur riwayat respon linear, dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua arah orthogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan.

2. Penerapan serentak gerak tanah orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur riwayat respons linear atau prosedur riwayat respons non linear dengan pasangan orthogonal percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

d. Kategori Desain Seismik D Sampai F

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F harus minimum sesuai dengan persyaratan kategori desain seismik C. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang berbentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahan gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20 persen kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa ke semua arah.



## 2.8. Perencanaan dan Kinerja Struktur Tahan Gempa

Sesuai SNI Gempa yang berlaku yaitu SNI 1726:2012 disebutkan bahwa untuk struktur bangunan tahan gempa mensyaratkan bahwa bangunan harus didesain agar mampu menahan beban gempa 2500 tahunan. Beban gempa yang dipertimbangkan dalam tahap pendesainan adalah dua per tiga beban gempa maksimum yang dipertimbangkan. Prosedur perencanaan berdasarkan SNI 1726:2012 memperbolehkan adanya reduksi dengan faktor modifikasi Respon struktur (Faktor R). Sehingga dengan konsep ini elemen tertentu diperbolehkan untuk mengalami kerusakan sebagai sarana pendisipasian energi gempa yang diterima struktur. Elemen struktur yang diperbolehkan ini harus sesuai dengan apa yang direncanakan. Maka untuk menjaminya digunakan konsep desain kapasitas yang membuat semua elemen tidak sama kuat terhadap gaya dalam yang direncanakan. Elemen-elemen tersebut harus diberi detailing penulangan yang memadai agar tetap stabil walaupun telah mengalami deformasi ineleastis yang besar. Hal ini dilakukan agar kerusakan hanya terjadi pada titik tersebut ketika terjadi gempa maksimum.

Paulay dan Priestley (1992) menyatakan upaya meminimalkan kerusakan akibat kejadian gempa dan pencegahan kehilangan jiwa dapat dilakukan dengan mempertimbangkan variasi tingkat perlindungan. Masing-masing tingkat perlindungan akan menekankan aspek berbeda untuk diperhitungkan oleh perencana. Tingkat perlindungan yang diberikan tergantung pada kamauan masyarakat untuk berkorban dan pada keterbatasan ekonomi masyarakat.

Terdapat tiga sifat struktur yang perlu dipertimbangkan terkait dengan tingkat perlindungan gempa. Tiga sifat tersebut adalah:

1. Kekakuan (*stiffness*). Jika perpindahan akibat gaya lateral dapat diukur dan dikendalikan, perencana harus memuat perkiraan yang nyata tentang sifat kekakuan. Pengukuran ini menghubungkan beban atau gaya dengan perpindahan yang terjadi. Hubungan ini antara lain menggunakan sifat geometrik dan modulus elastisitas material.
2. Kekuatan (*Strength*), struktur harus memiliki kekuatan untuk menahan timbulnya gaya-gaya internal selama terjadinya respon dinamik elastis struktur.

3. Daktalitas (*ductility*), yaitu kemampuan struktur, komponennya, atau material yang digunakan untuk memberi perlawanan terhadap gaya-gaya lateral.

## 2.9. Faktor keutamaan dan katagori risiko struktur bangunan

Menurut SNI 1726-2012 tata cara ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen. Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Untuk berbagai katagori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.10. Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  menurut Tabel 2.14.

Tabel 2.10: Katagori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Pemanfaatan	Katagori Risiko
Gedung dan Non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II

Tabel 2.10: *Lanjutan*

Jenis Pemanfaatan	Katagori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari hari bila kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahanya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjuk sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komonikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tangga darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darura</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang termasuk ke dalam katagori risiko IV.</p>	IV

Pada tabel tersebut dijelaskan berbagai jenis pemanfaatan bangunan. Jenis pemanfaatan dibedakan berdasarkan tinggi atau rendahnya resiko terhadap jiwa manusia ketika terjadi kegagalan struktur saat gempa mengenai struktur bangunan tersebut. Besarnya katagori resiko akan mempengaruhi nilai dari faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ). Besarnya faktor keutamaan gempa diatur pada Tabel 2.11. berikut:

Tabel 2.11: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori resiko	Faktor Keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

### 2.9.1. Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem struktur gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut ini:

1. Faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ ).

Faktor modifikasi respon  $R$  menggambarkan porsi kuat lebih struktur dan pengurangan gaya gempa karena aksi inelastik struktur. Menyadari banyak parameter kompleks yang mempengaruhi  $R$ , yang mana tidak secara baik dipahami dan dikembangkan dengan cara yang dipercaya saat ini, pendekatan matematikal untuk menentukan nilai  $R$  saat ini bisa menjadi pendekatan terbaik.

2. Faktor kuat lebih sistem ( $C_d$ ).

Faktor amplifikasi defleksi  $C_d$ , digunakan untuk menaksir perpindahan lateral desain struktur hingga fraktur yang mana hanya diketahui perpindahan lateral elastik struktur yang diperoleh dari analisis elastik. Penentuan dari nilai tersebut dapat berdasarkan dengan konsistensi nilai untuk tiap sistem yang menunjukkan kekakuan, kekuatan dan perilaku pasca leleh maupun daktilitas sistem struktur yang serupa (Astaneh, 2001).

3. Faktor pembesaran defleksi ( $\Omega_0$ ).

Faktor kuat lebih struktur  $\Omega_0$ , digunakan untuk mengamplifikasi gaya gempa dalam merencanakan elemen struktur secara spesifik dan detail sambungannya pada elemen lain yang saling berhubungan. Dengan membandingkan pada sistem struktur lain dan pertimbangan hasil penelitian yang ada, nilai  $\Omega_0$  sama

dengan 2,5 ditujukan baik untuk dinding geser pelat baja dengan pengaku maupun dengan tidak pengaku baik itu terpasang pada sistem ganda maupun sistem standar (Astaneh, 2001).

4. Faktor batasan tinggi sistem struktur.

Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.12.

Tabel 2.12: Faktor koefisien modifikasi resopons ( $R^a$ ), faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0^g$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d^b$ ), dan batasan tinggi sistem struktur ( $m$ )<sup>c</sup> berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0^g$ )	Faktor perembesaran defleksi, ( $C_d^b$ )	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, ( $m$ ) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E <sup>d</sup>	F <sup>d</sup>
Sistem rangka pemikul momen: rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem rangka pemikul momen dengan bresing konsentris khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB

### 2.9.2. Kombinasi Beban

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. 1,2 DL + 1 LL ± 0,3 ( $\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL$ ) ± 1 ( $\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL$ )
4. 1,2 DL + 1 LL ± 1 ( $\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL$ ) ± 0,3 ( $\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL$ )
5. 0,9 DL ± 0,3 ( $\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL$ ) ± 1 ( $\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL$ )
6. 0,9 DL ± 1 ( $\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL$ ) ± 0,3 ( $\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL$ )

dimana:

- DL = Beban mati, termasuk SIDL  
 LL = Beban hidup  
 Ex = Beban gempa arah-x  
 Ey = Beban gempa arah-y  
 $\rho$  = Faktor redundansi  
 $S_{DS}$  = Parameter percepatan respon spektrum desain pada perioda pendek  
 $Q_E$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain

### 2.9.3. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 2.38.

$$V = C_S \cdot W_t \quad (2.38)$$

Dimana:

$C_S$  = Koefisien respon seismik yang ditentukan.

$W_t$  = Berat total gedung.

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, persamaan-persamaan yang digunakan untuk mendapatkan koefisien  $C_S$  adalah:

1)  $C_{S \text{ maksimum}}$

Untuk  $C_{S \text{ maksimum}}$  ditentukan dengan Pers. 2.39.

$$C_{S \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.39)$$

Dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek.

$R$  = Faktor modifikasi respon.

$I$  = Faktor keutamaan hunian.

Nilai  $C_{S \text{ maksimum}}$  diatas tidak perlu melebihi  $C_{S \text{ hitungan}}$  pada Pers. 2.40.

$$2) C_{S \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.40)$$

Dimana :

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek.

$R$  = Faktor modifikasi respon.

$I$  = Faktor keutamaan hunian.

$T$  = Perioda struktur dasar (detik).

Nilai  $C_S$  hasil hitungan diatas tidak perlu kurang dari nilai  $C_S$  minimum pada Pers. 2.41.

$$3) C_S \text{ minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01 \quad (2.41)$$

Dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek.

$I$  = Faktor keutamaan hunian.

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_I$  jika lebih besar dari 0,6 g maka  $C$ , harus tidak kurang dari Pers. 2.42.

$$4) C_S \text{ minimum tambahan} = \frac{0,5S_I}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.42)$$

Dimana:

$S_I$  = Parameter percepatan respon spektrum desain yang dipetakan.

$R$  = Faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.15.

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan tabel 2.14.

## 2.9.4. Eksentrisitas dan Torsi

### 2.9.4.1. Eksentrisitas

Salah satu faktor yang harus diperhatikan dalam perencanaan bangunan tahan gempa adalah timbulnya momen torsi pada elemen bangunan. Timbulnya momen torsi tersebut disebabkan adanya eksentrisitas antara pusat massa bangunan dengan pusat rotasi bangunan. Pusat massa adalah letak titik tangkap resultan beban mati dan beban hidup yang sesuai yang bekerja pada lantai tingkat tersebut. Sedangkan pusat rotasi (pusat kekakuan) adalah titik dimana pada suatu lantai bangunan, apabila bekerja gaya horizontal pada titik tersebut, lantai tingkat

tersebut tidak mengalami rotasi tapi hanya bertranslasi (BSN, 2002).

Eksentrisitas terjadi karena pusat rotasi dan pusat massa pada gedung tidak berimpit, dengan adanya hal ini mengakibatkan gedung akan mengalami momen torsi yang mengakibatkan gedung mengalami punter, contohnya pada struktur yang tidak beraturan.

Pusat massa adalah letak titik tangkap resultan beban mati dan beban hidup yang sesuai yang bekerja pada lantai tingkat tersebut. Sedangkan pusat rotasi (pusat kekakuan) adalah titik dimana pada suatu lantai bangunan, apabila bekerja gaya horizontal pada titik tersebut, lantai tingkat tersebut tidak mengalami rotasi tapi hanya bertranslasi. Untuk menghitung besarnya eksentrisitas pada bangunan, persamaan yang digunakan tidak selalu sama tergantung pada bentuk denah bangunan itu sendiri atau perbedaan akibat beban mati maupun beban hidup pada lantai yang sama.

Kontrol terhadap besarnya respons struktur adalah salah satu kriteria dasar dalam mendesain struktur bangunan bertingkat. Besar respons struktur antara lain dipengaruhi oleh eksentrisitas pusat massa bangunan yang ditentukan oleh bentuk denah struktur bangunannya. Sebuah bangunan dikategorikan sebagai bangunan yang beraturan jika denah strukturnya berbentuk persegi atau persegi panjang tanpa tonjolan. Ketika bangunan memiliki tonjolan yang melebihi 25% dari bentuknya, maka akan terjadi perubahan nilai respons struktur (deformasi) yang signifikan, sehingga struktur bangunan demikian tidak bisa lagi didesain dengan cara yang sama seperti mendesain struktur bangunan beraturan.

Struktur suatu bangunan didesain sedemikian rupa sehingga struktur bangunan yang dibuat dianggap cukup kuat untuk menahan pembebanan yang terjadi pada struktur sesuai dengan model struktur. Kebanyakan gedung bertingkat yang dibuat saat ini memiliki beberapa bentuk yang tidak simetris, sehingga sekalipun beban yang bekerja pada suatu lantai itu sama akan menimbulkan eksentrisitas karena denah, sehingga titik pusat pembebanannya berubah. Struktur gedung seperti ini dikategorikan sebagai struktur gedung yang tidak beraturan.



### 2.9.4.2.Torsi

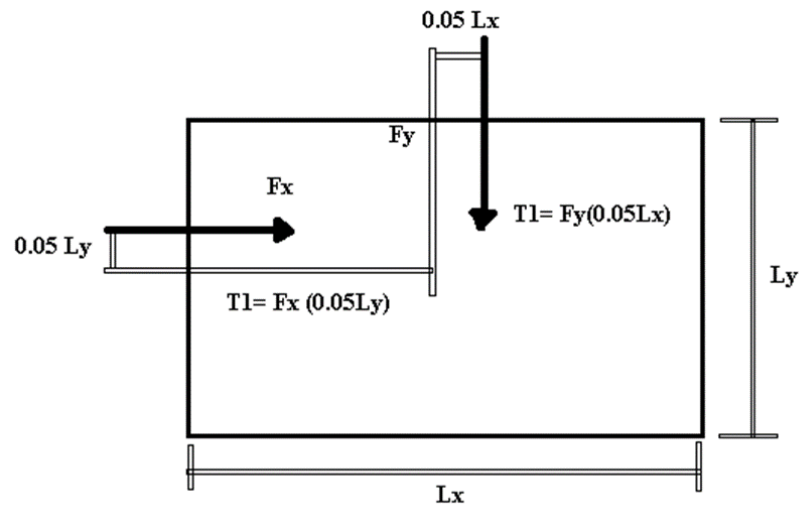
Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.4.1 dan pasal 7.8.4.2 terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu:

#### 1. Torsi Bawaan

Untuk diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan,  $M_t$ , yang dihasilkan dari eksentrisitas antara lokasi pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk diafragma fleksibel, distribusi gaya ke elemen vertikal harus memperhitungkan posisi dan distribusi massa yang didukungnya.

#### 2. Torsi Tak Terduga

Jika diafragma tidak fleksibel, desain harus menyertakan momen torsi bawaan ( $M_t$ ) (Kn) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya yang diasumsikan pada masing-masing arah dengan jarak sama dengan 5 persen dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan, dapat dilihat pada Gambar 2.11



Gambar 2.11: Torsi Tak Terduga

Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5 persen yang disyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah orthogonal pada saat bersamaan, tetap harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh yang lebih besar.

Torsi didalam SNI 1726-2012 termasuk kedalam keitakberaturan horizontal. Untuk mengetahui ada tidaknya ketidakberaturan torsi pada suatu struktur dapat ditentukan dengan melihat defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ) pada struktur tersebut. Berikut ini merupakan tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi meksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ):

1.  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  : Tanpa ketidakberaturan torsi
2.  $1,2\delta_{\max} [\delta_{\max} [1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1 a
3.  $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1 b

Di dalam SNI 1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga ( $A_x$ ). Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E, atau F, di mana tipe 1a dan 1b ketidakberaturan torsi terjadi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan  $M_t$  dan ditentukan dari persamaan 2.43 berikut ini:

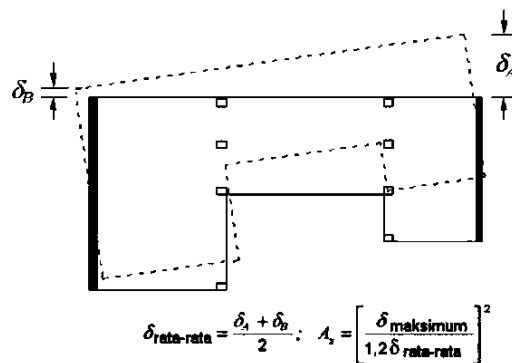
$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (2.43)$$

dimana :

$\delta_{\max}$  = adalah perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$

$\delta_{\text{avg}}$  = adalah rata-rata perpindahan di titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$

Faktor pembebanan torsi  $A_x$  tidak disyaratkan melebihi 3 yang dapat dilihat Gambar 2.12



Gambar 2.12: Faktor pembesaran torsi ( $A_x$ ).

### 2.9.5. Periode fundamental struktur

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 5.6, perioda struktur fundamental ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

- 1) Periode fundamental pendekatan minimum ( $T_{a \text{ minimum}}$ ) ditentukan dari Pers. 2.44.

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.44)$$

Dimana:

$T_{a \text{ minimum}}$  = Nilai batas bawah perioda bangunan.

$h_n$  = Ketinggian struktur dalam (m) diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur.

$C_t$  = Ditentukan dari Tabel 2.13.

$x$  = Ditentukan dari Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Nilai parameter perioda pendekatan  $C_t$  dan  $X$  berdasarkan SNI 1276:2012.

Tipe Struktur	$C_t$	$X$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka pemikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- 2) Periode fundamental pendekatan maksimum ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ) ditentukan dari Pers. 2.45.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.45)$$

dimana:

$T_{a \text{ maksimum}}$  = Nilai batas atas perioda bangunan.

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.14.

Tabel 2.14: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respon Spektra Desain pada 1 Detik $S_{DI}$	Koefisien ( $C_u$ )
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

### 2.9.6. Distribusi Gaya Gempa Secara Vertikal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 8.8.2, gaya di masing-masing tingkat harus dihitung menggunakan persamaan 2.45.

$$F_x = \frac{W_x}{W} V \quad (2.45)$$

Dimana:

$W_x$  = Bagian dari berat seismik efektif struktur,  $W$ , ditingkat  $x$ .

### 2.9.7. Distribusi Gaya Gempa secara Horizontal

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 8.8.3, geser tingkat desain gempa di semua tingkat ( $V_x$ ) harus ditentukan dari persamaan 2.46.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.46)$$

Dimana:

$F_i$  = Bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) (KN) yang timbul di tingkat ke- $i$ .

### 2.9.8. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6, simpangan antar lantai pada SNI 1726:2012 hanya terdapat satu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris, dalam arah vertikal, diizinkan untuk

menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa di tingkat atasnya.

Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.47.

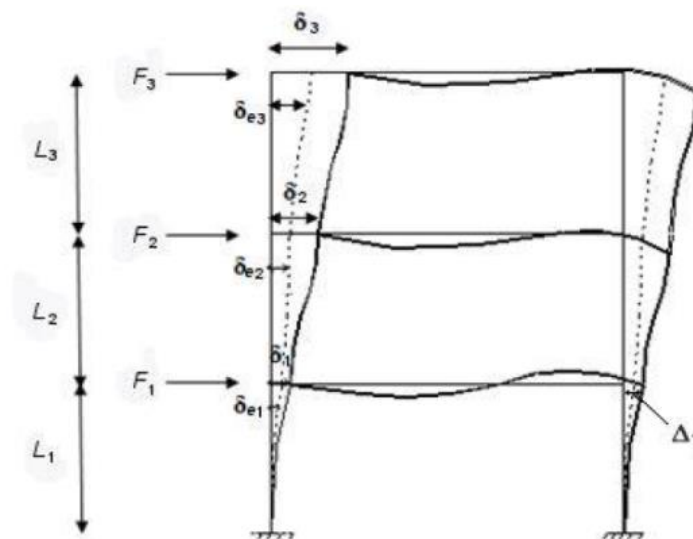
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.47)$$

Dimana:

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.12.

$\delta_{xe}$  = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis.

$I_e$  = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.11.



Gambar 2.13: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

- Tingkat 3

$F_3$  = Gaya gempa desain tingkat kekakuan.

$\delta_3$  = Perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan.

$\delta_3 = C_d \delta_{e3}/I_e$  = Perpindahan yang diperbesar.

$\Delta_3 = (\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d / I_e \leq \Delta_a$

- Tingkat 2

$F_2$  = Gaya gempa desain tingkat kekakuan.

$\delta_2$  = Perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan.

$\delta_2 = C_d \delta_{e2}/I_e$  = Perpindahan yang diperbesar.

$\Delta_2 = (\delta_{e2} \cdot \delta_{e1}) C_d / I_E \leq \Delta_a$

- Tingkat 1

$F_1$  = Gaya gempa desain tingkat kekakuan.

$\delta_1$  = Perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan.

$\delta_1 = C_d \delta_{e1}/I_e$  = Perpindahan yang diperbesar.

$\Delta_1 = \delta_{e1} \leq \Delta_a$

Dimana:

$\Delta_i$  = Simpangan antar lantai.

$\Delta_i/L_i$  = Rasio simpangan antar lantai.

$\delta_3$  = Perpindahan total.

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin ( $\Delta_a$ ) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai izin ( $\Delta_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

### 2.9.8.1. Skala Simpangan Antar Lantai

Jika respons terkombinasi untuk geser dasar ragam ( $V_i$ ) kurang dari 85 persen dari  $C_s W$ , simpangan antar lantai harus dikalikan dengan  $0,85 \frac{C_s W}{V_t}$ .

## 2.10. Properti Dinamik Struktur

### 2.10.1. Massa

Struktur bangunan yang tinggi dapat saja terjadi atas struktur bangunan gedung bertingkat banyak. Masing-masing struktur tersebut mempunyai distribusi massa yang berbeda-beda. Pada struktur bangunan gedung, beban struktur lebih banyak terkonsentrasi pada masing-masing tingkat dan dapat dianggap tersalur secara langsung ke masing-masing tingkat. Oleh karena itu massa struktur dapat dikatakan terkonsentrasi pada masing-masing tingkat. Suatu struktur bangunan mempunyai beberapa karakter, ada yang massanya terkumpul menjadi satu dan ada juga yang terkumpul beberapa tempat. Semakin banyak massa yang dapat didefinisikan maka umumnya semakin banyak derajat kebebasan yang terjadi. Dengan demikian banyaknya derajat kebebasan pada umumnya dapat dikaitkan dengan jumlah massa.

### 2.10.2. Kekakuan (*Stiffness*)

Kekakuan adalah salah satu dinamik karakteristik struktur bangunan yang sangat penting disamping massa bangunan. Antara massa dan kekakuan struktur mempunyai hubungan yang unik yang umumnya disebut karakteristik diri atau *eigenproblem*. Hubungan tersebut akan menentukan nilai frekuensi sudut ( $\omega_i$ ) dan perioda getar struktur ( $T_i$ ). Kedua nilai ini merupakan parameter yang sangat penting dan sangat akan mempengaruhi respons dinamik struktur. Oleh karena itu permodelan struktur dalam menghitung kekakuan tingkat sangat diperlukan.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), kekakuan struktur dapat dilihat dari Pers. 2.48.

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (2.48)$$

Dan

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.49)$$

Dimana:

T = Periode struktur

F = Frekuensi struktur

$\omega$  = Kecepatan sudut

K = Kekakuan struktur

Dengan demikian, semakin besar periode struktur maka nilai kekakuan dari struktur tersebut semakin kecil, begitu pula sebaliknya.

Pada struktur yang kaku yang menjadi kriteria penentu adalah tegangan (*stress govern*). Pada struktur yang fleksibel kriteria penentu sudah akan menjadi *displacement govern*, yaitu nilai lendutan/simpangan yang terjadi. Pada kondisi seperti itu tegangan bahkan mungkin masih dalam kategori elastik, tetapi lendutan sudah cukup besar sehingga sudah tidak nyaman untuk ditempati (Pawirodikromo, 2012).

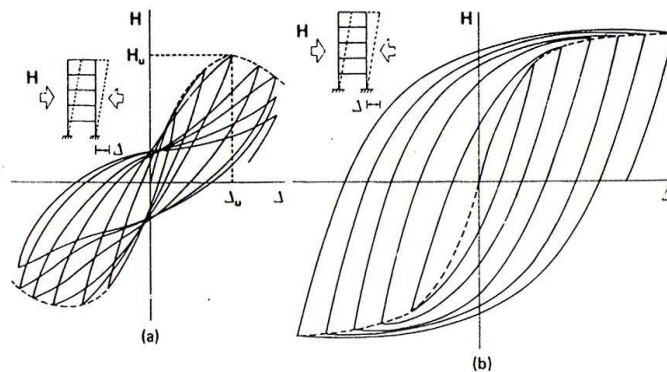
### 2.10.3. Distribusi Kekakuan Secara Vertikal

Kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kestabilan struktur bangunan. Struktur bangunan harus cukup kaku agar mampu menahan beban. Baik beban gravitasi maupun beban horisontal dengan nilai simpangan/*displacement* yang masih relatif kecil. Simpangan yang relatif besar walaupun tegangan bahannya masih relatif aman akan menjadi bangunan yang kurang/tidak nyaman untuk ditempati. Struktur atau elemen yang pendek umumnya akan ditentukan oleh keterbatasan tegangan sedangkan struktur/elemen yang besar/panjang umumnya simpangan akan menjadi penentu tingkat layanan. Sebagaimana pada denah dan potongan, distribusi kekakuan secara vertikal menurut tinggi bangunan dipandang sebagai sesuatu yang sangat penting untuk diperhatikan. Menurut pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa distribusi banyak diantaranya bersumber pada distribusi kekakuan secara vertikal yang tidak baik.



## 2.11. Pengaruh Getaran Gempa Terhadap Konstruksi

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa yang baik memerlukan pengetahuan tentang bagaimana perilaku dari struktur tersebut saat terjadi gempa. Banyak faktor yang mempengaruhi respon dari struktur pada saat terjadi gempa. Gambar 2.14 menunjukkan hubungan antara beban horisontal akibat gempa yang arahnya bolak-balik dengan perpindahan yang terjadi dari dua struktur portal (*frame structure*) yang dengan perilaku yang berbeda. Struktur pada Gambar 2.14.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 2.14.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 2.14: Perilaku struktur akibat pembebanan horisontal berulang, (a). Perilaku struktur yang buruk, (b). Perilaku struktur yang baik.

Struktur pada Gambar 2.14.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 daktil

(*ductile*). Perilaku daktil dari struktur merupakan hal yang sangat penting di dalam merencanakan struktur bangunan tahan gempa.

## **2.12. Analisa Nonlinear**

Selama ini analisa gempa menggunakan metode *force based design*. Pada metode *force based design* perhitungan terhadap gaya gempa dilakukan dengan analisa 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 analisa linear tidak dapat digunakan untuk mengetahui perilaku struktur terhadap gempa besar, karena pada dasarnya saat terjadi gempa besar pada struktur terjadi plastifikasi di beberapa tempat. Sehingga bangunan tidak lagi berperilaku linear akan tetapi berperilaku nonlinear. Dengan begitu diperlukan analisa 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 dan 3) uji laboratorium skala penuh sangatlah mahal. Oleh karena itu, perlu dicari jalan keluar untuk mengatasi-problem-problem tersebut.

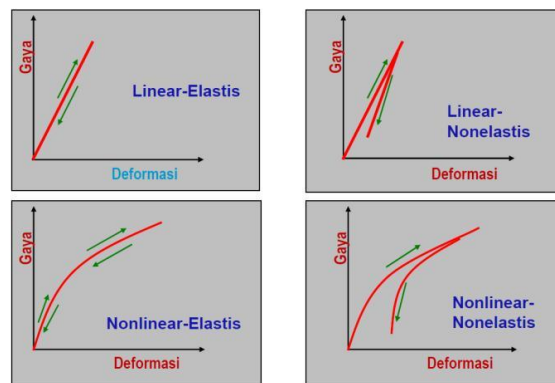
Salah satu cara untuk menyelesaikan masalah adalah dengan melalui pemodelan beban dinamik, pemodelan struktur dan simulasi numerik respons struktur akibat beban dinamik yang bekerja.

### **2.12.1. Definisi Analisa Nonlinear**

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

mengetahui perilaku struktur saat mengalami gempa besar.

Analisa linear berarti respon yang diterima struktur berbanding lurus dengan pembebanan yang diberikan. Sedangkan analisa 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 2.15.



Gambar 2.15: Respon yang diterima terhadap pembebanan yang diberikan.

Analisa nonlinear yang dapat dilakukan antara lain analisa statis nonlinear dan analisa dinamis nonlinear. Analisa statis nonlinear adalah analisa yang menggunakan beban statis yang ditingkatkan hingga struktur mencapai keruntuhan. Sedangkan analisa dinamis nonlinear adalah analisa yang menggunakan input akselerogram untuk mendapatkan respon dinamis suatu struktur. Deformasi plastis yang terjadi pada elemen stuktur tergantung pada sejarah pembebanan, sehingga analisa yang diperlukan untuk melakukan evaluasi kinerja bangunan adalah analisa dinamis nonlinear. Pada analisa Dinamis Nonlinear dibutuhkan berberapa data detail seperti data percepatan gempa, tingkat kenonlieneran suatu elemen, yang mana membutuhkan pengetahuan khusus untuk menganalisa tingkat kenonlinearan suatu elemen. Selain rumit running suatu model analisa dinamis nonlinear membutuhkan waktu yang tidak sedikit. Sehingga karena penggunaanya yang relatif lama dan sulit maka berberapa peneliti mengusulkan penggunaan analisa statis nonlinear untuk menggantikan analisa dinamis nonlinear riwayat waktu sebagai alat untuk mengevaluasi

perilaku. Hal ini dilakukan karena analisa 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.

### 2.12.2. Material Elastis dan Non-Elastis

Material elastis adalah material yang ketika dibebani dan beban dilepas, respon (gaya, deformasi, tegangan, regangan dan lain-lain) akan mengikuti jalur yang sama dan respon akan kembali ke posisi awalnya bila beban tersebut dihilangkan. Sedangkan material tidak elastis adalah material yang ketika dibebani dan beban dilepas, respon (gaya, deformasi, tegangan, regangan dan lain-lain) tidak akan mengikuti jalur yang sama dan respon bisa jadi tidak kembali ke posisi awalnya bila beban tersebut dihilangkan (Faisal, 2013).

Semua material akan berperilaku elastis ataupun tidak elastis sebagaimana material tersebut telah didefinisikan sebelumnya, semua itu tergantung kepada besar pembebanan yang diterima oleh material itu sendiri.

### 2.12.3. Rincian dalam Analisa Nonlinear

Untuk menjalankan analisa statis nonlinear ada beberapa hal yang perlu diperhatikan. Adapun beberapa hal tersebut adalah:

a. *Hinges Properties*

Perilaku leleh dan pasca leleh pada elemen struktur dapat dimodelkan dalam hinges properties. Hinges properties hanya dapat dipakai dalam elemen rangka saja. Adapun type hinges yang tersedia adalah geser (*Major shear,  $V_3$* ), momen (*Major Moment,  $M_3$* ), aksial (*Aksial,  $P$* ), kombinasi aksial momen (*Coupled,  $P-M_2-M_3$* ).

b. *Load Application Control*

Ada 2 macam bentuk *load application control* untuk analisa statis nonlinear yaitu *a load-controlled* dan *displacement-controlled*. *A load-controlled* dipakai apabila kita tahu pembesaran beban yang akan diberikan kepada struktur yang diperkirakan dapat menahan beban tersebut, contohnya adalah beban gravitasi. Pada *load-controlled* semua beban akan ditambahkan dari

nol hingga pebesaran yang diinginkan. *Displacement-controlled* dipakai apabila kita mengetahui sejauh mana struktur kita bergerak tetapi kita tidak tahu beban yang harus dimasukkan. Ini sangat berguna untuk mengetahui perilaku struktur tidak stabil dan mungkin kehilangan kapasitas pembawa beban selama analisa dilakukan.

c. *Hinge Unloading Method*

*Hinge unloading method* adalah metode untuk mencari jalan untuk membawa kembali beban yang diterima oleh sendi pada saat sendi mengalami fase *unload* dan memungkinkan redistribusi beban tersebut kepada sisa struktur. *Hinge unloading* terjadi ketika kurva tegangan-regangan (gaya-deformasi atau momen-rotasi) menunjukkan penurunan kapasitas, dimana sering diasumsikan pada titik C ke D, atau titik E ke F (kehancuran total). *Hinge Unloading Method* ada 3 macam yaitu *Unload Entire Structure*, *Apply Local Redistribution*, *Restart using secant stiffness*. Metode paling efisien untuk *Hinge Unloading Method* adalah *Unload Entire Structures*.

d. Geometri Nonlinear (*Geometry Nonlinearity*)

Ketika beban bekerja pada struktur dan menghasilkan deformasi yang cukup kecil maka hubungan beban-defleksi bersifat linear. Tetapi ketika beban yang bekerja pada struktur menghasilkan deformasi yang cukup besar maka hubungan beban defleksi akan bersifat nonlinear. Untuk analisa statik nonlinear kita dapat memilih opsi geometri nonlinear yaitu:

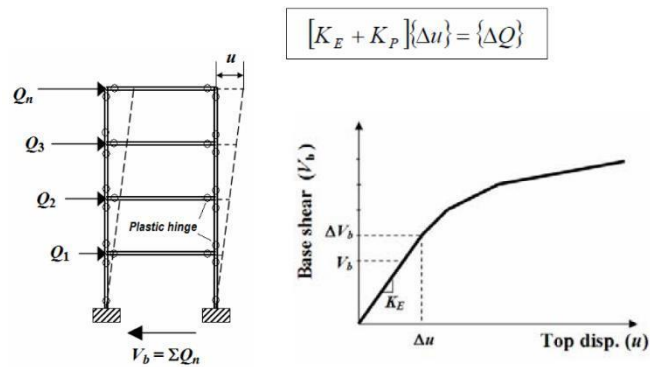
- None  
Semua persamaan kesetimbangan dipertimbangkan pada konfigurasi tak berdeformasi dari struktur.
- P Delta  
Persamaan kesetimbangan diperhitungkan sebagian dalam konfigurasi deformasi. Gaya tarik cenderung menahan rotasi elemen dan memperkaku struktur, sedangkan gaya tekan cenderung membesar rotasi elemen dan membuat struktur menjadi tidak stabil.
- P Delta dan *Large Deformation*  
Semua persamaan kesetimbangan diperhitungkan dalam konfigurasi deformasi.

#### 2.12.4. Analisa Statis Nonlinear

Secara umum, prosedur linier yang berlaku saat struktur diharapkan tetap hampir elastis untuk tingkat pergerakan tanah atau ketika hasil desain dalam distribusi hampir seragam di seluruh respon nonlinier struktur. Sebagai tujuan bahwa kinerja struktur menyiratkan tuntutan inelastis yang lebih besar dengan peningkatan prosedur linier ke titik yang membutuhkan tingkat tinggi konservatif dalam asumsi permintaan dan kriteria penerimaan untuk menghindari kinerja yang tidak diinginkan. Oleh karena itu, prosedur memasukkan analisis inelastik dapat mengurangi ketidakpastian dan konservatif. Pendekatan ini juga dikenal sebagai analisis. Sebuah “*pushover*” pola gaya diterapkan pada model struktural yang mencakup sifat non-linear (seperti pada baja), dan gaya total diplot terhadap perpindahan referensi untuk menentukan kurva kapasitas. Ini kemudian dapat dikombinasikan dengan kurva persyaratan (biasanya dalam bentuk percepatan-perpindahan spektrum respon). Hal ini pada dasarnya adalah mengurangi masalah dengan membawa ke tingkat kebebasan tunggal. Prosedur nonlinier statik ekuivalen menggunakan model struktural yang mewakili gerakan tanah seismik dengan spektrum respons. *Story drift* (perpindahan tingkat) dan komponen gaya terkait terhadap parameter permintaan global oleh kurva *pushover* atau kapasitas merupakan dasar dari prosedur statis non-linear.

Untuk mengetahui penyebab perilaku nonlinier pada struktur terhadap gempa dan perilaku dari struktur sebagai kinerja yang diberikan dengan lebih baik, maka perlu menganalisa beban dorong atau *pushover analysis*. Dari analisa tersebut dapat diidentifikasi elemen yang kuat dan elemen yang tidak kuat dalam menopang beban. Analisa ini juga dapat memperkirakan kebutuhan yang diperlukan elemen sehingga menjadi lebih sesuai dengan yang terjadi dilapangan.

Analisa struktur yang memakai analisa statis nonlinear diberikan beban yang meningkat secara bertahap sampai keseluruhan elemen mengalami sendi plastis. Analisa ini dibuat untuk mengevaluasi kinerja stuktur dengan memperkirakan kapasitas struktur dalam bentuk gaya dan simpangan global atau simpangan antar tingkat, atau deformasi dan gaya elemen. Kapasitas struktur kemudian akan dibandingkan dengan kurva kebutuhan.



Gambar 2.16: *Pushover Analysis*: Analisa Statis tidak linear.

Analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai. Biasanya titik tersebut adalah titik pada atap, atau lebih tepat lagi adalah pusat massa atap.

Analisa pushover menghasilkan kurva pushover, kurva yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar ( $V$ ) dengan *Top Displacement*. Pada proses *pushover*, struktur didorong sampai mengalami leleh disatu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku nonlinear. Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong.

Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya. Cukup banyak studi menunjukkan bahwa analisa statis *pushover* dapat memberikan hasil mencukupi (ketika dibandingkan dengan hasil analisa dinamik nonlinear) untuk bangunan regular dan tidak tinggi.

Analisa *pushover* dapat digunakan sebagai alat bantu untuk perencanaan tahan gempa, asalkan menyesuaikan dengan keterbatasan yang ada, yaitu:

- Hasil analisa *pushover* masih berupa suatu pendekatan, karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui suatu siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisa *pushover* adalah statik monotonik.

- Pemilihan pola beban lateral yang digunakan dalam analisa adalah sangat penting.
- Untuk membuat model analisa nonlinier akan lebih rumit dibanding model analisa linier. Model tersebut harus memperhitungkan karakteristik inelastik beban-deformasi dari elemen-elemen yang penting dan efek P- $\Delta$ .

#### **2.12.5. Analisa Dinamis Nonlinear**

Analisis nonlinier dinamik memanfaatkan kombinasi catatan gerakan tanah dengan model struktural rinci, sehingga mampu menghasilkan hasil dengan ketidakpastian yang relatif rendah. Dalam analisis dinamik nonlinear, model struktural rinci dikenakan ke rekaman gerakan tanah (*ground motion*) menghasilkan estimasi deformasi komponen untuk setiap derajat kebebasan dalam model dan respon modal yang digabungkan dengan menggunakan skema seperti jumlah-kuadrat-akar (SRRS).

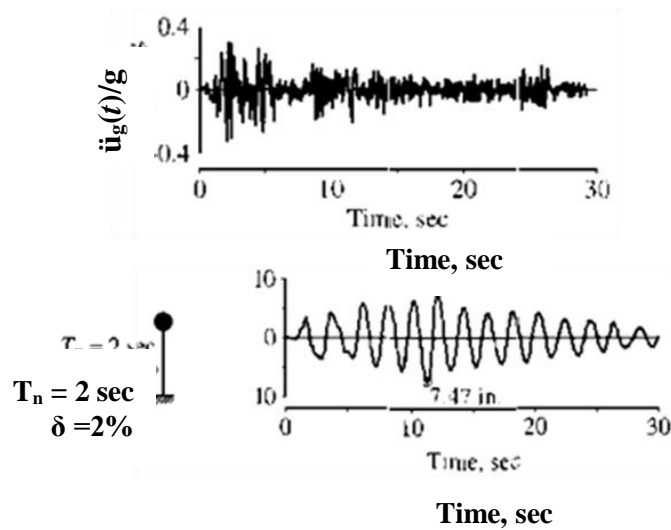
Dalam analisis dinamis non-linear sifat non-linier struktur dianggap sebagai bagian dari suatu domain analisis waktu. Pendekatan ini adalah yang paling ketat dan digunakan oleh beberapa peraturan bangunan untuk bangunan dengan konfigurasi yang tidak biasa atau untuk keperluan khusus. Namun, respon dihitung bisa sangat sensitif terhadap karakteristik gerakan tanah individu digunakan sebagai input seismik, sehingga diperlukan beberapa analisis menggunakan catatan gerakan tanah yang berbeda untuk mencapai estimasi yang handal dari distribusi probabilistik respon struktural.

#### **2.13. Perilaku Struktur Linear dan Non-Linear**

Struktur Linear adalah struktur yang tidak mengalami perubahan Massa ( $M$ ), Redaman ( $C$ ), dan Kekakuan ( $K$ ) dalam kondisi apapun. Analisa dalam kondisi ini biasanya digunakan dengan asumsi bahwa struktur direncanakan selalu berada dalam kondisi elastis, atau sifat struktur dapat kembali ke posisi awal setelah diberikan beban tertentu.

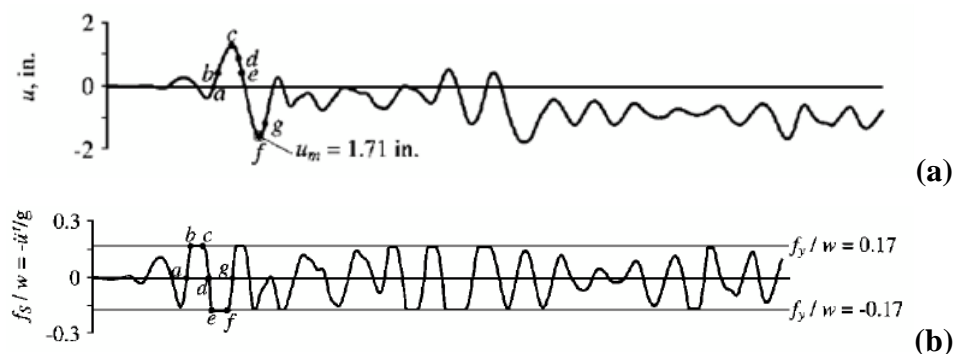
Dapat dilihat pada Gambar 2.17, sebuah struktur SDoF yang bersifat linear diberikan beban percepatan gempa. Simpangan akhir, setelah beban berhenti bekerja, kembali ke kekaadaan awal.



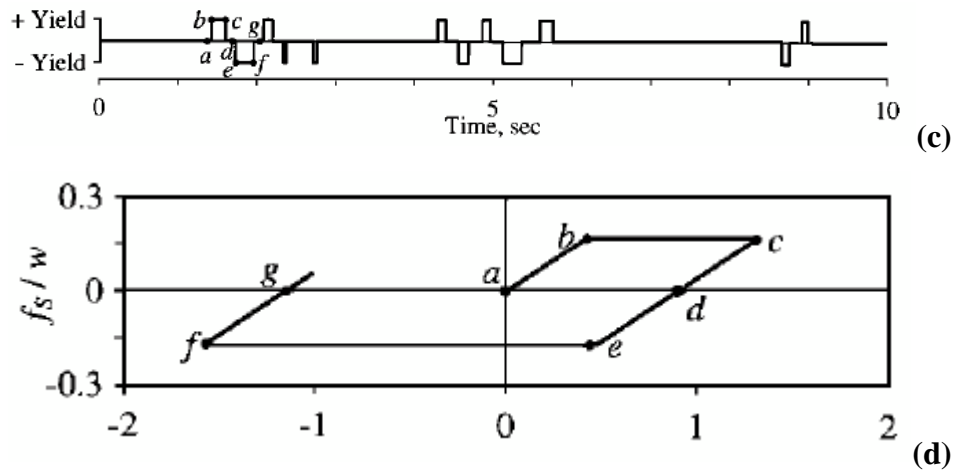


Gambar 2.17: Perilaku Struktur Linear (a) Percepatan Gempa; (b) Lendutan Struktur SDOF Linear Yang Diberikan Beban percepatan Gempa (Gavin, 2014).

Sedangkan struktur Non-Linear adalah struktur yang mengalami perubahan Massa ( $M$ ), Redaman ( $C$ ), dan Kekakuan ( $K$ ) pada kondisi tertentu. Struktur akan berubah sifat setelah melewati batasan tertentu. Analisa seperti ini sangat membantu para perencana untuk memahami bagaimana sifat suatu struktur setelah melewati batas elastisnya dan sampai seberapa kuat struktur tersebut dapat bertahan. Nilai rasio perbandingan titik hancur struktur dengan titik pertama kali leleh struktur disebut dengan daktilitas ( $\mu$ ), atau besar perbandingan antara nilai kondisi kapasitas puncak dengan kondisi leleh puncak.



Gambar 2.18: SDOF Non-Linear (a) Simpangan; (b) Gaya Yang ditahan; (c) Interval Waktu Pelelehan; (d) Grafik Hubungan Gaya-Simpangan (Gavin, 2014).

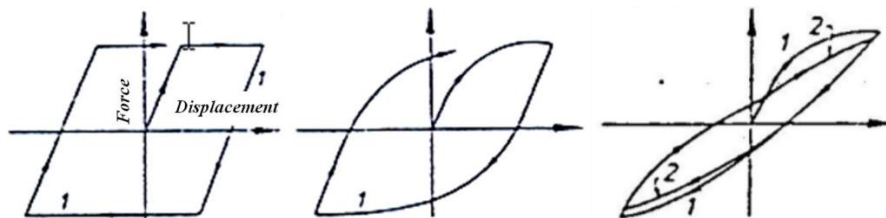


Gambar 2.18: Lanjutan.

Gambar 2.18 di atas menunjukkan perilaku struktur Non-Linear bila diberikan beban tertentu. Dapat dilihat bahwa pada kondisi tertentu gaya yang bekerja melebihi kemampuan gaya elastis struktur. Simpangan akhir, setelah beban berhenti bekerja, tidak kembali ke keadaan awal.

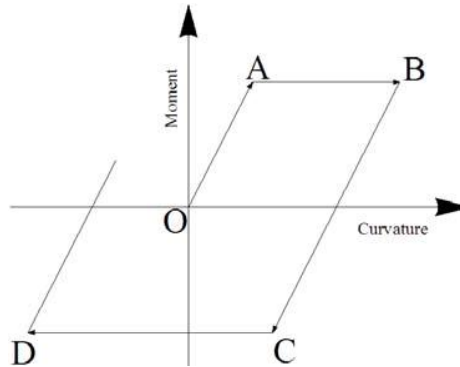
Kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respon inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi, disebut daktilitas. Pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis. Hal ini terjadi karena adanya beberapa pengertian yang timbul. Pengertian daktilitas dapat ditinjau dari tiga jenis metode perhitungan. Daktilitas dapat ditinjau dari segi tegangan (*strain*), Lengkungan (*curvature*), dan Lendutan (*displacement*). Hubungan daktilitas ditunjukkan pada Pers 2.50.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\mu_{max}}{\mu_{yield}}, \text{ atau } \mu_{\phi} = \frac{\mu_{max}}{\mu_{yield}} \quad (2.50)$$



Gambar 2.19: Hysteresis loop pada elemen (Gavin, 2014)

Gambar 2.19 menunjukkan gambar *hysteretic loop* yang terjadi pada elemen. Gambar 2.20 di bawah ini menunjukkan hubungan antara moment dan curvature yang sudah disederhanakan pada elemen struktur. Daerah O-A menunjukkan dimana elemen masih dalam keadaan elastis. A adalah titik dimana terjadi pelelehan elemen ( $\phi_{yield}$ ). A-B adalah masa dimana struktur hanya menahan beban gempa dengan respon inelastis saja. B adalah titik dimana elemen struktur mencapai respons maksimum ( $\phi_{max}$ ) dan masuk kedalam respon elastis negatif. Siklus ini terus berulang sampai elemen melewati batas kemampuannya.



Gambar 2.20: *Idealized Moment - Curvature Hysteretic Loop* (Gavin, 2014).

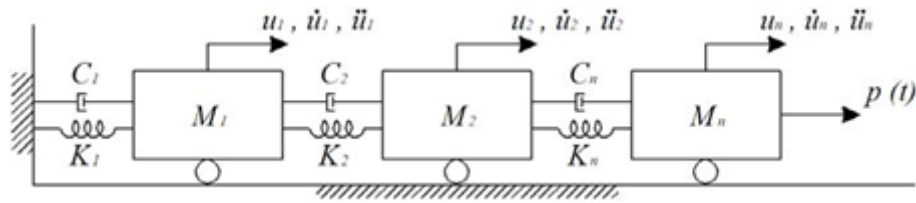
#### 2.14. Sistem Planar Asimetris: Getaran Gempa Translasi

Perhitungan respons dinamik struktur terhadap pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisis dinamik tiga dimensi berupa analisis respons dinamik linier dan non-linier riwayat waktu dengan suatu akselerogram gempa yang dianggakan sebagai gerakan tanah masukan. Respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi langsung.

Analisa Riwayat waktu digunakan untuk menganalisa respons dinamik struktur yang menerima beban yang berubah-ubah terhadap waktu. Persamaan dinamik dari struktur seperti ditunjukkan pada Pers 2.15 (Chopra, 2000):

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K, K_{nc}]u(t) = \{p(t)\} \quad (2.51)$$

Di mana  $[M]$  adalah matriks massa struktur;  $[C]$  adalah matriks redaman struktur;  $[K, K_{nc}]$  adalah matriks kekakuan struktur dan kekakuan pada saat struktur mengalami kondisi plastis;  $u(t)$  adalah simpangan yang berubah terhadap waktu;  $\dot{u}(t)$  adalah kecepatan yang berubah terhadap waktu;  $\ddot{u}(t)$  adalah percepatan dari struktur yang berubah terhadap waktu; dan  $p(t)$  adalah vektor gaya yang bekerja pada struktur yang berubah terhadap waktu, Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.21.



Gambar 2.21: Sistem Massa – Kekakuan – Redaman.

Dari persamaan dinamik (Gambar 2.19) di atas, dapat dilihat bahwa elemen penting dari suatu struktur adalah Massa ( $M$ ), Redaman ( $C$ ), dan Kekakuan ( $K$ ) struktur. Gambar 2.19 menggambarkan model sistem Massa-Kekakuan-Redaman untuk struktur dengan banyak derajat kebebasan.

Nilai  $M$ ,  $C$ , dan  $K$  terbentuk dalam sebuah matriks yang mewakili bentuk dan sistem struktur. Untuk struktur sederhana dan beraturan biasanya matriks  $M$  akan tersusun seperti Pers 2.52 berikut (Chopra, 2000):

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \ddots & \vdots \\ \dots & \dots & \dots & m_n \end{bmatrix} . \quad (2.52)$$

Sedangkan matrix  $K$  untuk struktur sederhana dan beraturan biasanya akan terbentuk seperti Pers 2.53 berikut (Chopra, 2000):

$$[M] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_1 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_2 + k_3 & -k_2 & 0 \\ 0 & -k_2 & \ddots & \vdots \\ \dots & \dots & \dots & k_n \end{bmatrix} . \quad (2.53)$$

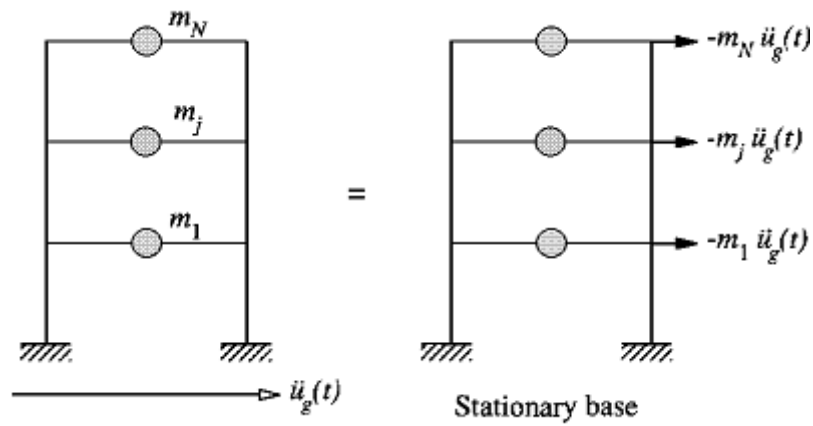
Dengan 1, 2,..., n adalah tingkat ke-n, pada struktur dengan banyak derajat kebebasan. Pada umumnya nilai pada matriks  $[M]$  dan  $[K]$  akan mengisi diagonal matriks, seperti pada contoh matriks di atas. Sedangkan nilai  $C$  pada struktur akan berpengaruh pada bagaimana struktur menyerap energi yang bekerja pada struktur. Hal ini ditunjukkan oleh simpangan yang terjadi pada struktur tersebut.

Semakin kecil redaman struktur, semakin besar simpangan yang terjadi. Begitu juga sebaliknya, semakin besar redaman struktur, semakin kecil simpangan yang terjadi. Nilai  $C$  pada dasarnya akan berkerja efektif pada daerah resonansi struktur saja, selebihnya besarnya nilai  $C$  tidak akan memberikan efek yang sangat signifikan.

Ada beberapa pilihan tipe Analisa Riwayat waktu yang dapat digunakan, yaitu:

1. Linear atau Non-Linear. Dibedakan terhadap sifat struktur. Struktur Linear berarti sifat struktur tersebut (Massa, Redaman, Kekakuan) tidak akan berubah terhadap waktu. Sedangkan Struktur Non-Linear berarti sifat struktur tersebut (Massa, Redaman, Kekakuan) dapat berubah pada saat/waktu tertentu.
2. Transien atau Periodik. Analisa Transien terjadi jika beban yang diberikan memiliki waktu yang dibatasi, dengan kata lain beban berhenti pada waktu tertentu. Sedangkan analisa Periodik terjadi jika beban yang diberikan berulang-ulang dengan batas waktu yang tidak ditentukan.
3. Modal Analysis atau *Direct-integration*. Ada dua tipe metode penyelesaian, masing metode mempunyai kelebihan dan kekurangan. Tetapi pada dalam keadaan yang ideal, kedua metode ini memberikan hasil yang kurang lebih sama.

Sistem dengan *Multi Degree of Freedom* (MDoF) dengan kasus sederhana adalah perpindahan pada arah yang sama akibat getaran gempa.



Gambar 2.20: Gaya efektif gempa (Chopra, 2000).

Percepatan getaran gempa  $\ddot{u}_g$ , total perpindahan dari massa  $m_j$  adalah  $u_j^t$ . Maka dapat dibuat persamaan gerak untuk MdoF kondisi elastik linier dapat dilihat pada Pers 2.54 sebagai berikut (Chopra, 2000):

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2.54)$$

Di mana gaya eksternal  $= -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$  adalah satu dan sama, sehingga gaya efektif gempa ( $\mathbf{P}_{eff}$ ) dapat dirumuskan menjadi Pers 2.55 (Chopra, 2000):

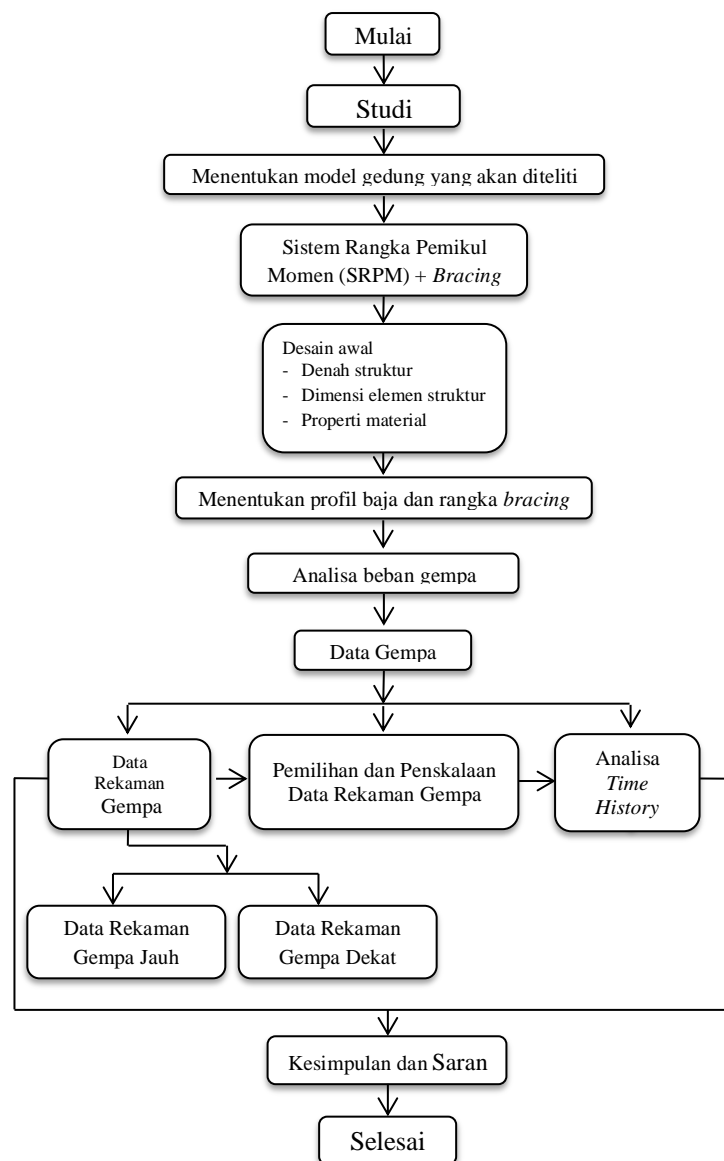
$$\mathbf{P}_{eff}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2.55)$$

## BAB 3

### PEMODELAN STRUKTUR

#### 3.1. Metodologi Penelitian

Bab ini berisi tentang pemodelan struktur yang direncanakan. Struktur dianalisis menggunakan *software*. Secara umum, metode penelitian dalam Tugas Akhir ini dibuat dalam suatu diagram alir seperti yang tampak pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram alir penelitian.

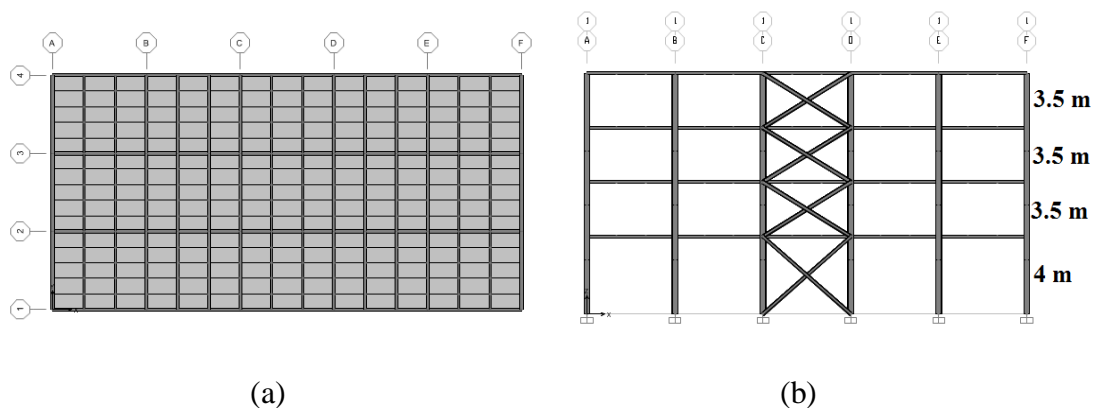
### 3.2. Desain Bangunan

Dalam tugas akhir ini akan dilakukan analisis pengaruh gempa jauh dan gempa dekat terhadap sistem struktur yang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen dan Bresing Tipe X. Struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai portal terbuka dengan menggunakan bantuan program. Penelitian dilakukan dengan mengambil studi literatur pada bangunan gedung perkantoran 4 tingkat, gedung ini memiliki perioda awal sebesar 0,438 detik. Untuk tinggi tingkat pertama pada gedung 5 m dan 3,5 m pada tingkat-tingkat selanjutnya. Dimensi struktur memiliki 5 bidang portal pada arah “x” dan 3 bidang portal arah “y”. Luas bangunan rencana adalah (30x15) m<sup>2</sup>. Panjang bidang portal adalah 6 m pada arah “x” dan 5 m pada arah “y”. Struktur gedung adalah portal baja yang dimodelkan sebagai *element frame* 3 dimensi (3D) pada program.

Gedung difungsikan sebagai perkantoran yang terletak di Kota Medan, Sumatera Utara yang memiliki site tanah sedang. Konstruksi kolom dan balok menggunakan struktur baja, lantai menggunakan pelat beton. Data gempa yang digunakan 3 gempa *pulse* dan 3 data gempa *no pulse*.

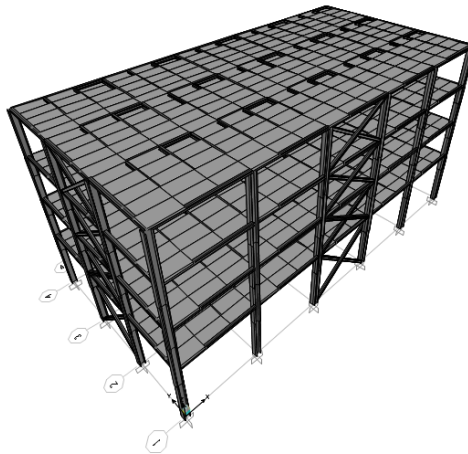
#### 3.2.1. Pemodelan Struktur Bangunan

Dalam Tugas Akhir ini, struktur bangunan yang direncanakan adalah baja dengan sistem rangka pemikul momen memakai *bracing*. Untuk pemodelan dari struktur gedung tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3.



Gambar 3.2: (a) Denah Struktur; (b) Tinggi Struktur.





Gambar 3.3: Pemodelan 3D gedung struktur SRPM baja memakai *Bracing*.

### 3.2.2. Material Bangunan dan Profil Struktur

#### a. Material bangunan

Dalam perencanaan struktur bangunan ini digunakan material baja untuk rangka struktur dan beton sebagai pelat lantai. Untuk spesifikasi material struktur bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Jenis material yang digunakan.

No.	Material	Mutu	Karakteristik	Modulus Elastisitas
1	Baja	BJ 41	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
			$f_u = 410 \text{ Mpa}$	
2	Beton	$f'_c = 30$	$K = 360$	

#### b. Profil struktur bangunan

Dalam pemodelan pada struktur bangunan ini profil yang diambil adalah profil baja WF sedangkan untuk pelat lantai sendiri diasumsikan adalah pelat beton bertulang. Detail profil bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.2 dibawah ini.

Tabel 3.2: Profil struktur.

No	Elemen Struktur	Profil	Mutu
1	Kolom	WF 458 x 417 x 30 x 50	BJ 41
2	Balok	WF 200 x 200 x 12 x 12	BJ 41
3	Balok Anak	WF 150 x 150 x 7 x 10	BJ 41

Tabel 3.2: *Lanjutan.*

No	Elemen Struktur	Profil	Mutu
4	<i>Bracing</i>	WF 250 x 250 x 19 x 14	BJ 41
3	Pelat Lantai 1-3	Tebal = 18cm	
4	Pelat Lantai Atap	Tebal = 14cm	

### 3.3. Analisa Struktur

#### 3.3.1. Faktor Keutamaan Struktur (*I*)

Menurut SNI 1726:2012, sesuai Tabel 2.9 dengan fungsi bangunan perkantoran maka nilai  $I = 1$ . Untuk SNI 1726:2012, pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko yang sesuai Tabel 2.9 yaitu dengan fungsi bangunan perkantoran adalah kategori resiko II, dengan hal itu maka didapat melalui nilai faktor keutamaan ( $I_e$ ) = 1.

#### 3.3.2. Faktor Reduksi Gempa

Desain bangunan direncanakan sebagai Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa, dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismik	R
X	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya gempa	7
Y	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya gempa	7

#### 3.3.3. Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom, pelat dan pondasi yang digunakan. Berikut akan direncanakan dimensi awal dari komponen-komponen struktur bangunan.

### 3.3.3.1. Tebal pelat lantai

Penentuan tebal pelat lantai menggunakan rumus dari SNI 2847:2013 ayat 11 butir 5 sub butir 3 adalah Pers. 3.1 dan Pers 3.2.

$$h_{\max} = \frac{ln \cdot \left(0,8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36} \quad (3.1)$$

$$h_{\min} = \frac{ln \cdot \left(0,8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \quad (3.2)$$

dimana:

$h$  = ketebalan pelat lantai (mm).

$fy$  = mutu baja (MPa).

$ln = \frac{ly}{lx}$  (mm).

$ly$  = Panjang arah sumbu y.

$lx$  = Panjang arah sumbu x.

Dari penggunaan persamaan diatas maka didapat hasil pelat yang akan digunakan yaitu 180 mm = 0,18 m (untuk semua tipe pelat lantai), sedangkan pelat atap digunakan tebal pelat 140 mm = 0,14 m.

Untuk memodelkan, pelat lantai dianggap mampu menahan gaya-gaya horizontal/gempa maupun arah vertikal. Dalam program, pada menu *Define Area section*, di sini dipilih *Shell thin* karena pelat lantai masih didominasi oleh lentur, disamping itu pelat lantai tersebut harus dikekang (*constraint*) agar pelat lantai tersebut kaku dan mampu berperan untuk menahan gaya gempa.

### 3.3.3.2. Pondasi

Pemodelan pondasi dilakukan dengan menganggap bahwa pondasi memberikan kekangan translasi dan rotasi yang cukup pada semua arah sumbu bangunan. Berdasarkan asumsi yang digunakan tersebut, pondasi dimodelkan sebagai perletakan jepit pada lantai dasar bangunan, yaitu pada ujung-ujung bawah kolom lantai dasar.

### 3.3.4. Pembebanan Struktur

Untuk pembebanan struktur ini mengacu pada standart SNI 1727-2013, 'Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain'. Untuk beban mati yaitu berat struktur itu sendiri, sedangkan untuk beban mati tambahan pada lantai yang meliputi berat spesi + keramik, plafond + penggantung dan peralatan mekanik dan instalasi listrik, dan lain-lain. Beban mati tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Daftar beban mati berdasarkan SNI 1727-2013.

Beban Mati (DL)	Berat	Satuan
Berat sendiri struktur, BJ beton	2400	Kg/m <sup>2</sup>
Berat sendiri struktur, BJ baja	7850	Kg/m <sup>2</sup>
Dinding pas.bata merah bata	250	Kg/m <sup>2</sup>
Spesi lantai keramik t = 2cm	63	Kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai keramik	24	Kg/m <sup>2</sup>
Plafond + penggantung	18	Kg/m <sup>2</sup>
Mechanical, Elektrical, & Plumbing	30	Kg/m <sup>2</sup>
Beban partisi	100	Kg/m <sup>2</sup>

Beban hidup menggunakan type gedung perkantoran, dimana plat lantai menerima beban sebesar 240 Kg/m<sup>2</sup> dan khusus plat lantai sebesar 100 Kg/m<sup>2</sup>. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Tabel 3.5 dibawah ini:

Tabel 3.5: Daftar beban hidup berdasarkan SNI 1727-2013.

Beban Hidup (LL)	Berat	Satuan
Lantai perkantoran	240	Kg/m <sup>2</sup>
Lantai Atap	100	Kg/m <sup>2</sup>

Beban gempa pada struktur bangunan ini akan mengacu pada peraturan gempa indonesia, yaitu SNI 1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Adapun syarat-syarat

perencanaan struktur bangunan gedung dan non gedung tahan gempa yang ditetapkan dalam standar ini tidak berlaku untuk bangunan sebagai berikut:

1. Struktur bangunan dengan sistem struktur yang tidak umum atau yang masih memerlukan pembuktiannya tentang kelayakannya.
2. Struktur jembatan kendaraan lalu lintas (jalan raya dan kereta api), struktur reaktor energi, struktur bangunan irigasi dan bendungan, struktur menara transmisi listrik, serta anjungan pelabuhan, anjungan lepas pantai, dan struktur penahan gelombang.

Untuk struktur-struktur bangunan yang disebutkan dalam batasan tersebut diatas, perencanaan harus dilakukan dengan menggunakan standar dan pedoman perencanaan yang terkait.

### 3.3.5. Kombinasi Pembebanan

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa tersebut diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang dimasukkan ke dalam program Analisis Struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai  $\rho = 1,3$  yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai  $S_{DS} = 1.050$  diperoleh dari sub bab 3.1, maka kombinasi pembebanannya dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.6: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai  $\rho = 1,3$  dan  $S_{DS} = 0,45$ .

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 1	1,4 DL	0 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 2	1,2 DL	2 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 3	1,32 DL	1 LL	0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 4	1,08 DL	1 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 5	1,13 DL	1 LL	0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 6	1,27 DL	1 LL	-0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 7	1,32 DL	1 LL	1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 8	1,08 DL	1 LL	-1,3 EX	-0,4 EY
Kombinasi 9	1,27 DL	1 LL	1,3 EX	-0,4 EY
Kombinasi 10	1,13 DL	1 LL	-1,3 EX	0,39 EY

Tabel 3.6: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 11	1,02 DL	0 LL	0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 12	0,78 DL	0 LL	-0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 13	0,83 DL	0 LL	0,39 EX	-1,3 EY
Kombinasi 14	0,97 DL	0 LL	-0,39 EX	1,3 EY
Kombinasi 15	1,02 DL	0 LL	1,3 EX	0,39 EY
Kombinasi 16	0,78 DL	0 LL	-1,3 EX	-0,4 EY
Kombinasi 17	0,97 DL	0 LL	1,3 EX	-0,4 EY
Kombinasi 18	0,83 DL	0 LL	-1,3 EX	0,39 EY

### 3.4. Faktor Respon Gempa (*C*)

Menurut SNI 1726:2012, spektrum respon gempa desain harus dianalisis terlebih dahulu. Dengan data  $PGA = 0,2g$  (Gambar 2.1),  $S_s = 0,50g$ , dan  $S_I = 0,30g$  yang berada di kota Medan, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain dapat dilakukan sebagai berikut:

a. Penentuan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$

➤ Koefisien  $F_a$

Koefisien  $F_a$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S$  yang terdapat pada Tabel 2.2 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai  $F_a$  di bawah ini.

$$F_a = 1,40$$

➤ Koefisien  $F_v$

Koefisien  $F_v$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_I$  yang terdapat pada Tabel 2.3 dan berdasarkan jenis tanah sedang. Maka diperoleh nilai  $F_v$  di bawah ini.

$$F_v = 1,80$$

b. Penentuan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{MI}$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{MS} = 1,40 \cdot 0,50$$

$$S_{MS} = 0,70$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I$$

$$S_{MI} = 1,80 * 0,30$$

$$S_{MI} = 0,54$$

c. Penentuan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{DI}$

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

$$S_{DS} = \mu \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = (2/3) * 0,70$$

$$S_{DS} = 0,47$$

$$S_{DI} = \mu \cdot S_{MI}$$

$$S_{DI} = (2/3) * 0,54$$

$$S_{DI} = 0,36$$

d. Penentuan nilai  $T_s$  dan  $T_0$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0,36}{0,47}$$

$$T_s = 0,77 \text{ detik}$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,2 * 0,77$$

$$T_0 = 0,154 \text{ detik}$$

e. Penentuan nilai  $S_a$

- Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ) harus diambil dari:

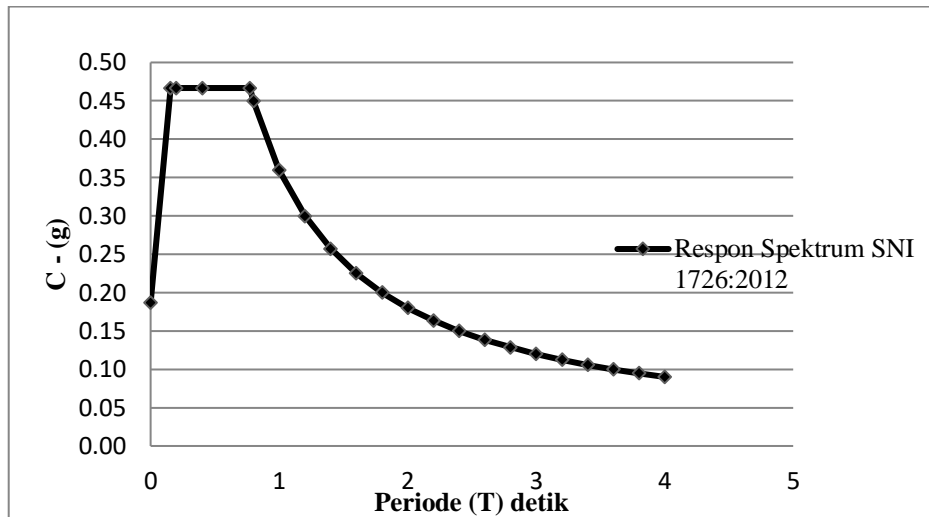
$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respon desain  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$ .

- Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respon percepatan desain  $S_a$  diambil berdasarkan:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

Spektrum respon percepatan disajikan dalam grafik spektrum respon seperti pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4: Respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 daerah kota Medan dengan klasifikasi tanah sedang.

Respons spektrum gempa rencana yang dihasilkan berdasarkan standar kegempaan SNI 1726:2012 mempunyai nilai 0,47g untuk percepatan respons spektrum desain pada periode pendek ( $S_{Ds}$ ), dan 0,36g untuk parameter percepatan desain pada perioda 1 detik ( $S_{D1}$ ).

### 3.5. Gaya Geser Gempa

Dalam analisis gedung SRPMK Bresing ini menggunakan analisis dinamik respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Penguraian analisisnya sebagai berikut:

#### I. Analisis respon spektrum

Prosedur analisis respon spektrum dilakukan dengan menggunakan program. Analisis respon spektrum ini dilakukan dengan metode kombinasi kuadrat lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) dengan input gaya gempa. Metode kombinasi kuadrat lengkap diperoleh dari hasil selisih nilai perioda yang kurang dari 15%. Selain itu, penjumlahan ragam respons menurut metode *CQC* atau *SRSS* harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk



memperoleh nilai perioda dan partisipasi massa (*Sum UX dan Sum UY*) menggunakan program yaitu pada *Structure Output (Modal Participating Mass Ratios)*. Adapun analisis respon spektrum menggunakan metode kombinasi jumlah akar kuadrat dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Data perioda dan partisipasi massa.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,35486	1,945E-06	0,868	0,000009286	1,945E-06	0,868
2	0,326536	0,851	2,13E-06	0,00002373	0,851	0,868
3	0,223477	7,926E-09	1,89E-08	1,534E-10	0,851	0,868
4	0,117198	9,6E-07	0,107	0,0002471	0,851	0,975
5	0,113057	7,008E-05	1,17E-07	0,006994	0,851	0,975
6	0,110095	0,0002294	1,06E-08	0,000005027	0,851	0,975
7	0,103037	0,006564	4,92E-06	0,028	0,858	0,975
8	0,101015	0,107	1,03E-06	0,000002601	0,965	0,975
9	0,100729	1,649E-07	9,98E-05	5,146E-07	0,965	0,975
10	0,099589	8,979E-06	4,08E-06	2,079E-07	0,965	0,975
11	0,095891	0,000496	2,04E-07	0,00001126	0,965	0,975
12	0,095566	1,173E-07	3,01E-05	4,713E-08	0,965	0,975

Dari hasil data Tabel 3.6 perioda *output* program di atas maka didapat persentase selisih yang dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.8: Hasil selisih persentase nilai perioda.

SYARAT			
Mode (Perioda)	Selisih Persentase (%)	CQC	SRSS
Mode 1 – Mode 2	8%	OK	N.OK
Mode 2 – Mode 3	32%	N.OK	OK
Mode 3 – Mode 4	48%	N.OK	OK
Mode 4 – Mode 5	4%	OK	N.OK
Mode 5 - Mode 6	3%	N.OK	OK
Mode 6 - Mode 7	6%	N.OK	OK
Mode 7 – Mode 8	2%	OK	N.OK
Mode 8 – Mode 9	0%	N.OK	OK
Mode 9 – Mode 10	1%	OK	N.OK
Mode 10 – Mode 11	4%	OK	N.OK
Mode 11 – Mode 12	0%	OK	N.OK

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama, dinyatakan pada Pers. 3.3.

$$V_t \geq 0,85 V_I \quad (3.3)$$

Untuk memperoleh nilai gaya geser dasar dari metode analisis respon spektrum dapat menggunakan program yaitu nilai Base reactions 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:

$$T \text{ arah X} = 0,33 \text{ detik.}$$

$$T \text{ arah Y} = 0,22 \text{ detik.}$$

Maka, menurut peraturan SNI 1726:2012, perioda fundamental ( $T$ ) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Pers. 2.44 dan 2.45 pada Bab 2.

$$C_t = 0,0731 \text{ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk).}$$

$$H_n = 15,5 \text{ m (tinggi gedung dari dasar).}$$

$$X = 0,75 \text{ (Tabel 2.13 dengan tipe struktur rangka baja pemikul momen).}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.14).}$$

Maka dapat dilihat pada Tabel 3.8 Pengecekan  $T$  berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental.

Tabel 3.9: Pengecekan  $T$  berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	$T_{a \text{ min}}$	$T_{a \text{ maks}}$	$T$	Cek min	Cek maks
X	0,57	0,80	0,33	N.OK	OK
Y	0,57	0,80	0,32	N.OK	OK

b. Penentuan faktor respon gempa ( $C_s$ )

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, penentuan nilai koefisien respon seismik ( $C_s$ ) berdasarkan Pers. 2.13-2.15 pada Bab 2, yang dijelaskan di bawah ini:

- $C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$

$$C_{s \text{ maksimum arah X}} = \frac{0,47}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,067$$

$$C_{s \text{ maksimum arah Y}} = \frac{0,47}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,067$$

- $C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$

$$C_{s \text{ hasil hitungan arah X}} = \frac{0,36}{0,33\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,157$$

$$C_{s \text{ hasil hitungan arah Y}} = \frac{0,36}{0,22\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,230$$

- $C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{Ds} \quad I \geq 0,01$

$$C_{s \text{ minimum X}} = 0,044 \cdot 0,47 \cdot 1 = 0,021$$

$$C_{s \text{ minimum Y}} = 0,044 \cdot 0,47 \cdot 1 = 0,021$$

Nilai  $C_s$  di atas dan nilai  $C_s$  yang digunakan dirangkum ke dalam Tabel 3.9.

Tabel 3.10: Rangkuman nilai  $C_s$  dan nilai  $C_s$  yang digunakan.

Arah	$C_{s \text{ maks}}$	$C_{s \text{ hitungan}}$	$C_{s \text{ min}}$	$C_s$ yang digunakan
X	0,067	0,157	0,021	0,157
Y	0,067	0,230	0,021	0,230

Pemilihan nilai  $C_s$  diatas di dapat karena nilai  $C_{s \text{ hitungan}}$  berada diantara  $C_{s \text{ minimum}}$  dan  $C_{s \text{ maksimum}}$ . Maka yang digunakan  $C_{s \text{ hitungan}}$  sesuai Peraturan SNI 1726:2012.

c. Gaya lateral statik ekuivalen

Menurut SNI 1726:2012 gaya lateral statik ekuivalen berupa gaya horizontal yang diberikan pada gedung menggunakan bantuan program berupa *join loads* yang diposisikan pada portal-portal bangunan tersebut.

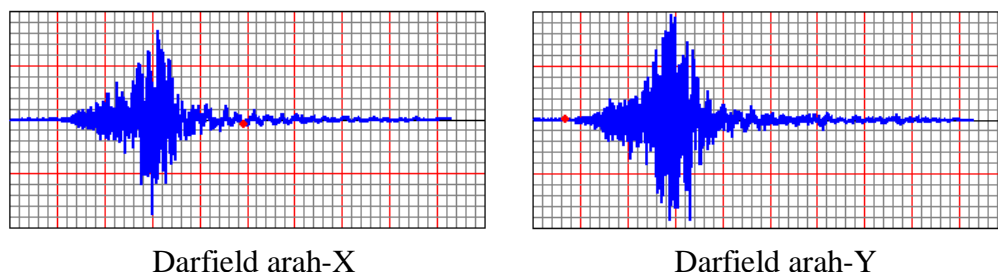
1. *Time History* (Riwayat waktu).

Data *time history* diambil dari *The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*, diperlukan data respon spektrum desain dari bangunan yang direncanakan agar terdapat korelasi antara data gempa yang diambil dari *website* tersebut dengan data gempa dari bangunan yang direncanakan. Selanjutnya data rekaman gempa yang diperoleh tersebut diskalakan terhadap respon spektrum desain dengan menggunakan SEISMOSIGNAL versi 2016. Data rekaman gempa yang diperoleh dari *PEER* adalah 3 data rekaman gempa *pulse* dan 3 data rekaman gempa *no pulse*, dapat dilihat pada Tabel 3.10 dibawah ini.

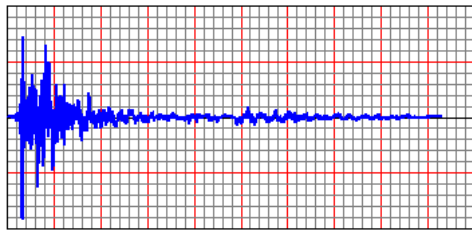
Tabel 3.11: Daftar rekaman gempa *pulse* dan *No Pulse*.

Rekaman Gempa <i>Pulse</i>			
No.	Nama Rekaman	Tahun	Magnitude
1	Darfield New Zealand	2010	7,1
2	Imperial Valley-06	1979	6,5
3	Irpinia, Italy-01	1980	6,9

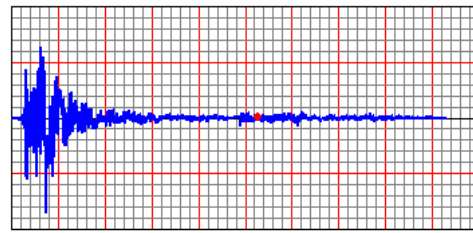
Pada Gambar 3.5 dapat dilihat Diagram rekaman gempa pulse diambil dari *The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.



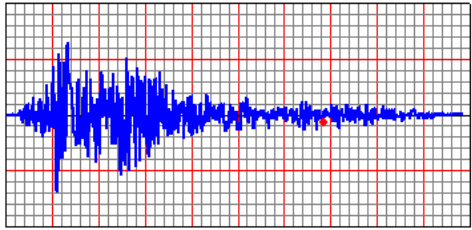
Gambar 3.5: Rekaman gempa *pulse* diambil dari *The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.



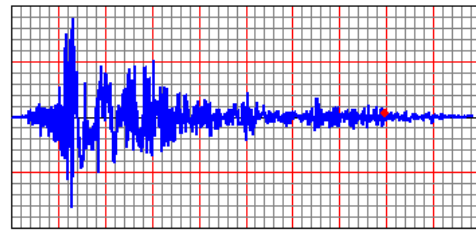
Imperial Valley arah-X



Imperial Valley arah-Y



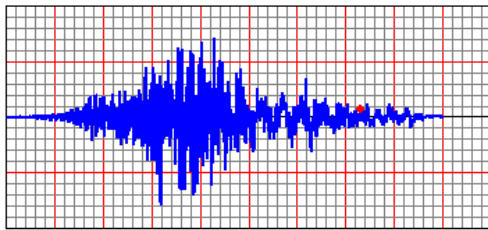
Irpinia arah-X



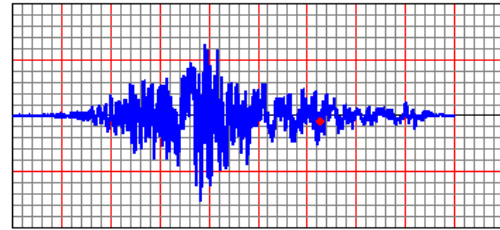
Irpinia arah-Y

Gambar 3.5: Lanjutan.

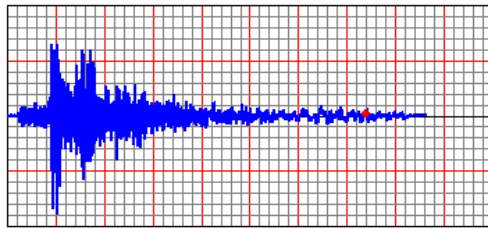
Untuk Diagram rekaman gempa *no pulse* dapat dilihat pada Gambar 3.7.



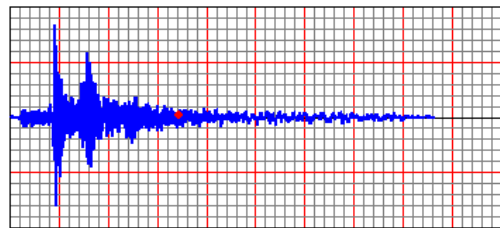
Darfield arah-X



Darfield arah-Y

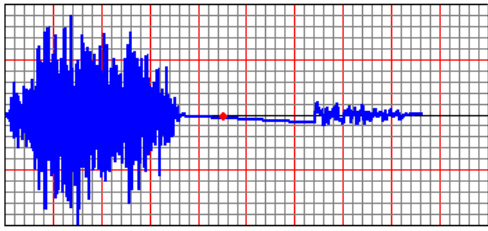


Imperial Valley arah-X

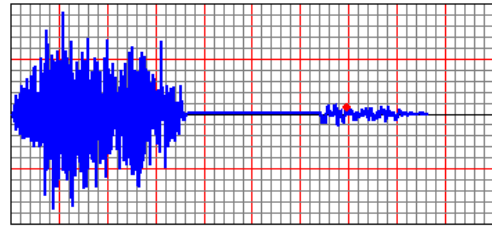


Imperial Valley arah-Y

Gambar 3.6: Rekaman gempa *no pulse* diambil dari *The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.



Irpinia arah-X



Irpinia arah-Y

Gambar 3.6: *Lanjutan.*

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Tinjauan Umum

Bab ini akan menjabarkan beberapa nilai dari hasil analisis dari program yang digunakan untuk mendapatkan nilai-nilai diantaranya adalah nilai simpangan, gaya-gaya dalam struktur gedung, kekakuan gedung dan tahanan gempa. Model yang dianalisis adalah struktur SRPM baja memakai *bracing* dengan data-data yang sudah dijelaskan pada bab sebelumnya.

#### 4.2. Gaya Geser Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.8.3, gaya gempa lateral ( $F_i$ ) yang timbul disemua tingkat dapat ditentukan oleh Pers 4.1.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \text{ dan } C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (4.1)$$

$K$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- Untuk struktur yang memiliki  $T \leq 0,5$  detik;  $k = 1$
- Untuk struktur yang memiliki  $T \geq 2,5$  detik;  $k = 2$
- Untuk struktur yang memiliki  $0,5 < T < 2,5$ ;  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linear antara 1 dan 2.

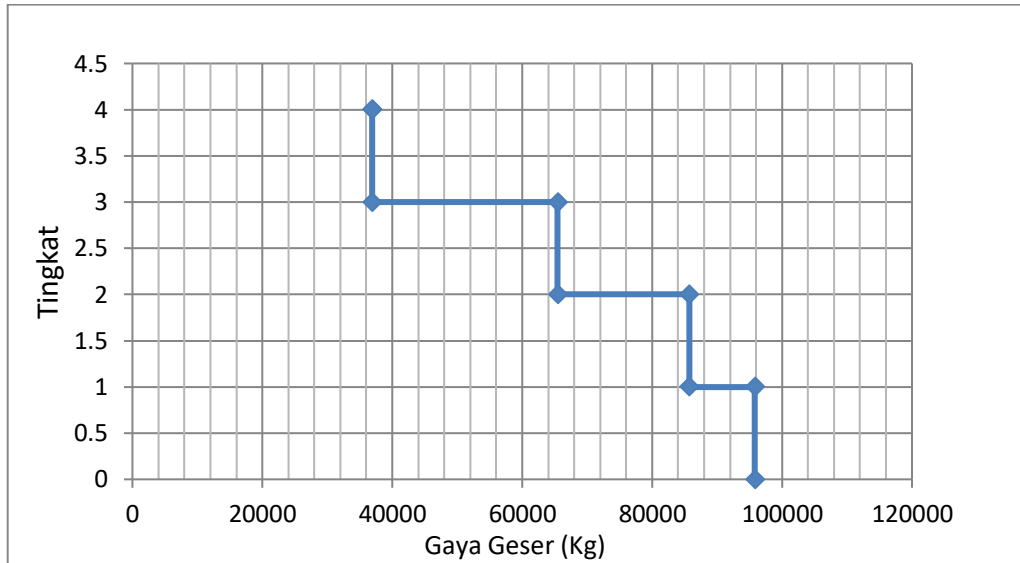
Hasil analisa gaya geser antar lantai dapat di lihat di tabel berikut:

Tabel 4.1: Nilai gaya geser lantai antar lantai arah X.

Lantai	Berat/ $W_i$ (Kg)	Ketinggian Per Lantai (m)	$W_i \cdot h_i^k$	Force/ $F_i$ (Kg) $F_i =$ $(W_i \cdot h_i^k) / (\sum$ $W_i \cdot h_i) \cdot V$ (kg)	Story shear/ $V_x$ (Kg)
4	198036.62	15.5	3069568	36901.637	36901.64
3	198036.62	12	2376439	28569.010	65470.65
2	198036.62	8.5	1683311	20236.382	85707.03
1	167729.52	5	838648	10082.029	95789.06
Total	761839.38		7967965.92	95789.058	283868.37

Nilai gaya geser antar lantai gedung berbeda-beda, gaya geser terbesar yaitu pada tingkat 1, dimana daerah tingkat 1 paling terdekat dengan tanah, selanjutnya diikuti pada tingkat 2, begitu seterusnya secara linear.

Adapun hasil diagram gaya geser antar lantai untuk arah X dapat dilihat pada Gambar 4.1.



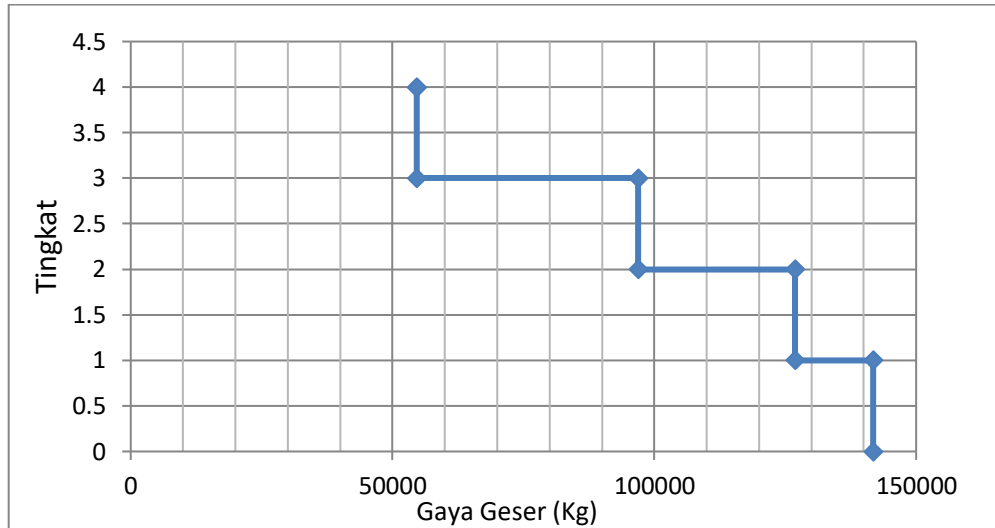
Gambar 4.1: Gaya geser antar lantai arah x.

Tabel 4.2: Nilai gaya geser lantai antar lantai arah Y.

Lantai	Berat/ $W_i$ (Kg)	Ketinggian Per Lantai (m)	$W_i \cdot h_i^k$	Force/ $F_i$ (Kg) $F_i = \frac{W_i \cdot h_i^k}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V$ (kg)	Story shear/ $V_x$ (Kg)
4	198036.62	15.5	3069568	54621.458	54621.46
3	198036.62	12	2376439	42287.581	96909.04
2	198036.62	8.5	1683311	29953.703	126862.04
1	167729.52	5	838648	14923.325	141786.07
Total	761839.38		7967965.92	141786.067	420179.31



Hasil diagram gaya geser antar lantai untuk arah Y dapat dilihat pada Gambar 4.2.



Gambar 4.2: Gaya geser antar lantai arah y.

#### 4.3. Koreksi Skala Simpangan Antar Tingkat

Pada dasarnya nilai gaya geser pada gedung yang simetris akibat arah X maupun arah Y tetap sama. Tetapi, nilai gaya geser yang dihasilkan oleh respon spektrum program analisa struktur sangat teliti sehingga arah X dan arah Y tidak sama walaupun bangunannya simetris. Adapun bangunan yang direncanakan menggunakan struktur rangka pemikul momen dan *bracing* ini memiliki Inersia arah X dan arah Y yang berlainan. Oleh karena itu, hasil perioda yang diperoleh terhadap arah X dan arah Y tidak sama. Dari hasil analisis respon spektrum yang menggunakan program Analisis Struktur diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726-2012 yang disajikan pada Tabel 4.3.

Berikut Perhitungan Koreksi nilai akhir respon dinamik terhadap respon ragam pertama.

Tabel 4.3: Gaya geser dasar (*base reaction*) output SAP2000.

Base Reactions	$F_x$	$F_y$	V	Satuan
Gempa X	49723.01		95789.06	Kg
Gempa Y		50489.89	141786.07	Kg

- Gempa Arah X

$$V_{lx} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{lx} = 0.126 \times 761839.38$$

$$= 95789.06 \text{ Kg. ( Gaya geser statik ekivalen arah x )}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{ly} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{ly} = 0.186 \times 761839.38$$

$$= 141786.07 \text{ Kg. ( Gaya geser statik ekivalen arah y )}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012

- Arah X

$$V_x = 49723.01 \text{ Kg}$$

$$V_{lx} = 95789.06 \text{ Kg}$$

$$\text{Syarat : } V_x \geq 0.85 V_{lx}$$

$$49723.01 \geq 0.85 \times 95789.06$$

$$49723.01 \text{ Kg} \leq 81420.701 \text{ Kg}$$

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0.85 V_{lx}}{V_x} \geq 1$$

$$= \frac{0.85 \times 95789.06}{49723.01} = 1.6 \geq 1 \dots \text{OK!}$$

- Arah Y

$$V_y = 50489.89 \text{ Kg}$$

$$V_{ly} = 141786.07 \text{ Kg}$$

$$\text{Syarat : } V_y \geq 0.85 V_{ly}$$

$$50489.89 \geq 0.85 \times 141786.07$$

$$50489.89 \text{ Kg} \leq 120518.16 \text{ Kg}$$

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0.85 V_{ly}}{V_y} \geq 1$$

$$= \frac{0.85 \times 141786.07}{50489.89} = 2.39 \geq 1 \dots \text{OK!}$$

Karena syarat skala simpangan antar lantai belum terpenuhi, yaitu gaya geser dasar respon spektrum (V) lebih kecil dari nilai  $C_s \cdot W$ , sehingga simpangan antar lantai perlu dikalikan dengan faktor skala.

#### 4.4. Koreksi Faktor Redundansi

Berdasarkan sub subbab 2.9, bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.9 dipenuhi, dimana redundansi diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.4 dan 4.5 merupakan hasil koreksi untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya dengan nilai redundansi 1,0 pada arah x dan y.

Tabel 4.4: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

Struktur <i>fixed base</i>					
No	Lantai Ke-	Arah X			Cek 35% V Base Shear <Story Shear (V <sub>x</sub> )
		Story Shear (V <sub>x</sub> ) (kg)	Base Shear (V <sub>x</sub> ) (kg)	35% V Base Shear p=1 (kg)	
1	4	36901,64	49723,01	17403,0535	OK
2	3	65470,65	49723,01	17403,0535	OK
3	2	85707,03	49723,01	17403,0535	OK
4	1	95789,06	49723,01	17403,0535	OK

Tabel 4.5: Koreksi *story shear* dengan 35% *base shear* dengan redundansi 1.

Struktur <i>fixed base</i>					
No	Lantai Ke-	Arah Y			Cek 35% V Base Shear <Story Shear (V <sub>y</sub> )
		Story Shear (V <sub>y</sub> ) (kg)	Base Shear (V <sub>y</sub> ) (kg)	35% V Base Shear p=1 (kg)	
1	4	46931,59	50489,89	17671,4615	OK
2	3	87523,29	50489,89	17671,4615	OK
3	2	114584,43	50489,89	17671,4615	OK
4	1	128115,00	50489,89	17671,4615	OK

Dari Tabel 4.4 dan Tabel 4.5, dapat dilihat gaya geser pada tiap lantai arah x dan arah y sudah memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi yang tetap digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan Program Analisis Struktur adalah 1.

#### 4.5. Hasil Analisis Simpangan

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja yaitu kinerja batas ultimate. Berikut ini adalah Tabel 4.6 yang menjelaskan simpangan gedung hasil respon spektrum.

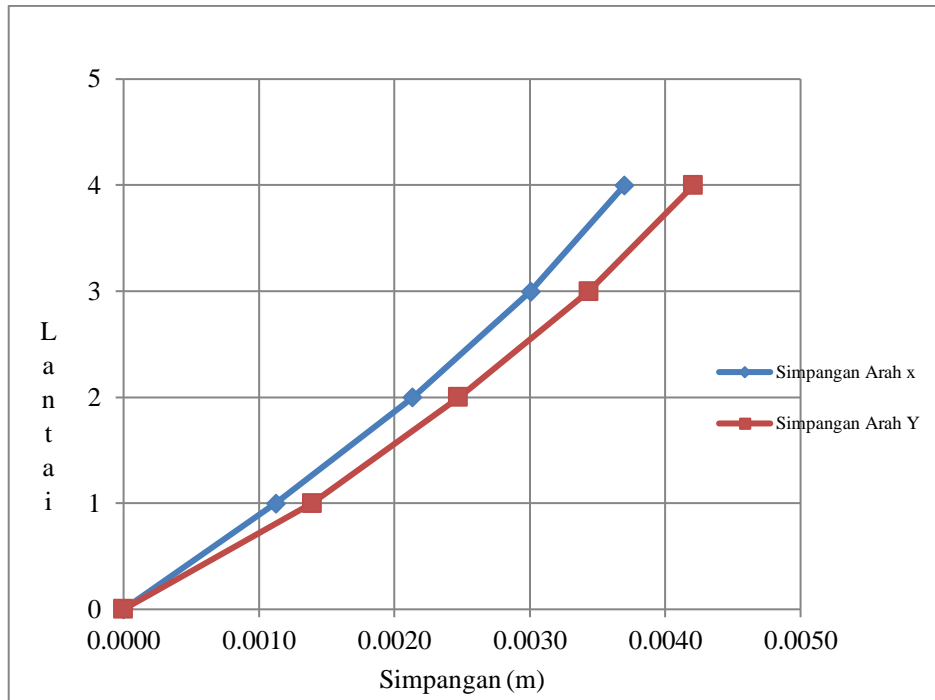
Tabel 4.6: Nilai simpangan gedung pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012.

No	Elevasi Gedung (hsx) (m)	Lantai Gedung	Simp Antar Lantai		Selisih		$(\delta_i \cdot C_d) / I_e$		Syarat	Cek	Cek
			Simp X	Simp Y	Simp X	Simp Y	X	Y			
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)			
1	0	0	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	OK	OK
2	5	1	0,001	0,001	0,001	0,001	0,006	0,008	0,1	OK	OK
3	3,5	2	0,002	0,002	0,001	0,001	0,006	0,006	0,07	OK	OK
4	3,5	3	0,003	0,003	0,001	0,001	0,005	0,005	0,07	OK	OK
5	3,5	4	0,004	0,004	0,001	0,001	0,004	0,004	0,07	OK	OK

Berdasarkan Tabel 4.6 kontrol simpangan antar tingkat telah memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari  $\Delta_a$  (simpangan antar tingkat izin).

Pada Tabel 4.6 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 analisa respon spektrum dapat dilihat pada gambar 4.3.



Gambar 4.3: Diagram nilai simpangan antar tingkat simpangan x dan simpangan y terhadap ketinggian gedung.

#### 4.6. Kekakuan Tingkat

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) atau tidak. Hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan pada Tabel 4.7.

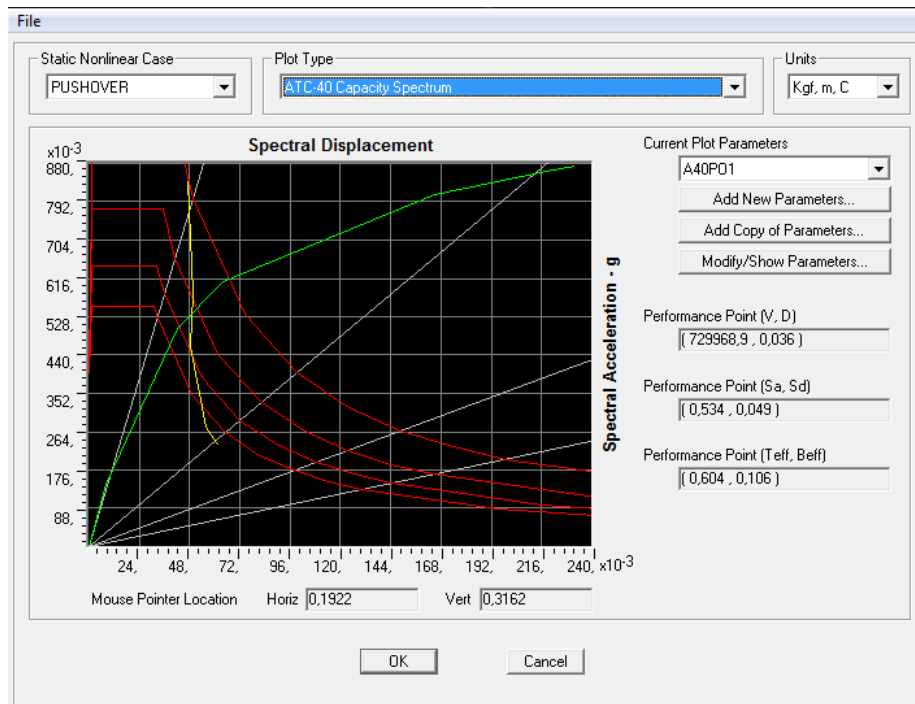
Dari hasil perhitungan kekakuan tingkat arah X dan juga arah Y yang ditunjukkan pada Tabel 4.7 menunjukkan bahwa kekakuan tingkat ke-1 telah memenuhi syarat minimum yaitu 70% dari kekakuan tingkat ke-2, dan syarat ke-2 yaitu 80% juga telah terpenuhi karena kekakuan tingkat ke-1 dari rata-rata kekakuan 3 tingkat diatasnya lebih dari 80%. Maka dengan demikian gedung yang direncanakan tidak mengalami *soft storey*.

Tabel 4.7: Distribusi kekakuan tingkat pada arah x dan arah y pada gedung.

No	Lantai Ke -	Gaya geser ( $V_{x,y}$ )  ( $Kg$ )	Simpangan ( $\Delta_{x,y}$ )  ( $m$ )	Selisih ( $\Delta_1$ )  ( $m$ )	Kekakuan ( $V_{x,y}/\Delta_1$ )  ( $Kg/m$ )	Rasio Kekakuan $R_1$  (%)	Rasio Kekakuan $R_2$  (%)	Soft Story		Batas Soft Story  (%)	Batas Soft Story  (%)
								Cek $R_1 < 70\%$	Cek $R_2 < 80\%$		
1	4	1,00	2,291E-07	0,00000007	14005602,241	125,926	125,926			70	80
2	3	1,00	1,577E-07	0,00000006	17636684,303	125,926	125,926	OK	OK	70	80
3	2	1,00	1,01E-07	0,00000005	19436345,967	110,204	78,883	OK	OK	70	80
4	1	1,00	4,955E-08	0,00000005	20181634,712	103,835	48,349	OK	OK	70	80

#### 4.7. Analisis Nonlinear *Pushover*

Analisa *pushover* ini menghasilkan kurva *pushover*/kapasitas yang menggambarkan hubungan antara gaya geser (V) dan perpindahan pada atap (D). Dapat dilihat pada Gambar 4.4. Dari kurva kapasitas kemudian dapat ditentukan daktilitas peralihan aktual struktur, yang mana bergantung pada penentuan titik peralihan pada saat leleh pertama terjadi dan titik peralihan ultimit.



Gambar 4.4 : Kurva Kapasitas.

Dari grafik kapasitas tersebut dapat ditentukan tingkat daktilitas struktur, yaitu:

$$\mu = \frac{\delta_{ultimate}}{\delta_{Leleh}}$$

dimana:

$\mu$  = Daktilitas struktur

$\delta_{ultimate}$  = *Displacement* struktur

$\delta_{Leleh}$  = *Displacement* struktur

Jadi, daktilitas struktur adalah 14,86

Adapun hasil *Output SAP2000* dalam bentuk tabel *Pushover* dapat dilihat pada Tabel 4.8.

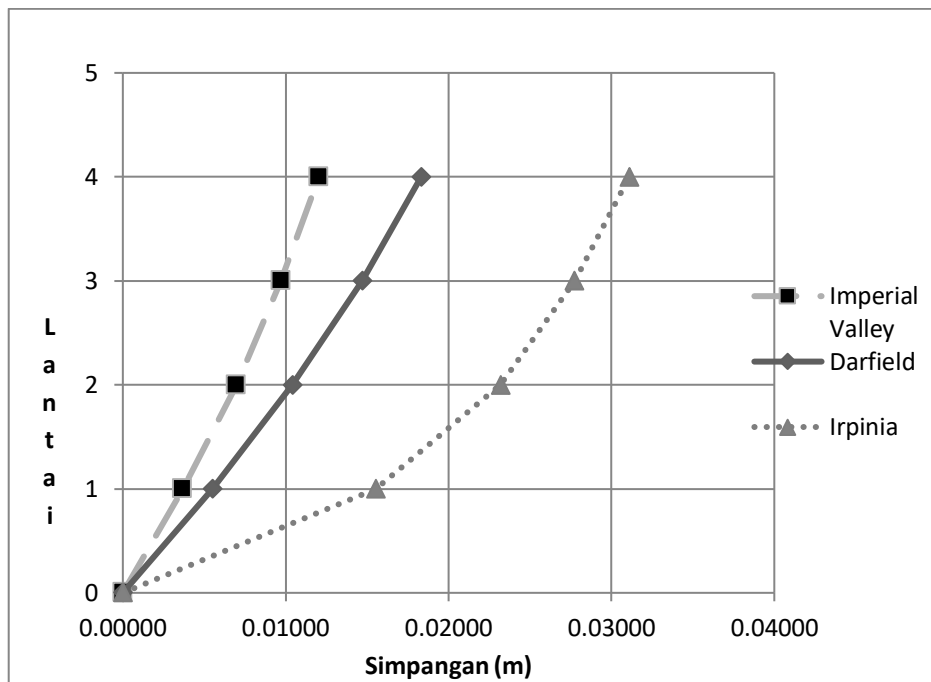
Tabel 4.8: *Pushover*

TABLE: Pushover Curve – PUSHOVER											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Kgf									
0	0	0,00	788	0	0	0	0	0	0	0	788
1	0,009124	207474,00	786	2	0	0	0	0	0	0	788
2	0,033158	695188,26	758	6	10	0	1	13	0	0	788
3	0,042274	808815,76	731	21	14	4	0	18	0	0	788
4	0,091423	1039277,76	691	25	28	0	7	37	0	0	788
5	0,126530	1133543,15	667	25	46	2	0	46	2	0	788
6	0,126530	1133543,19	667	25	46	2	0	46	0	2	788
7	0,135495	1156206,98	661	27	50	2	0	45	0	3	788
8	0,135508	1156213,66	661	27	50	2	0	45	0	3	788
9	0,135517	1156213,58	661	27	50	2	0	45	0	3	788
10	0,135559	1156367,08	661	27	50	2	0	45	0	3	788



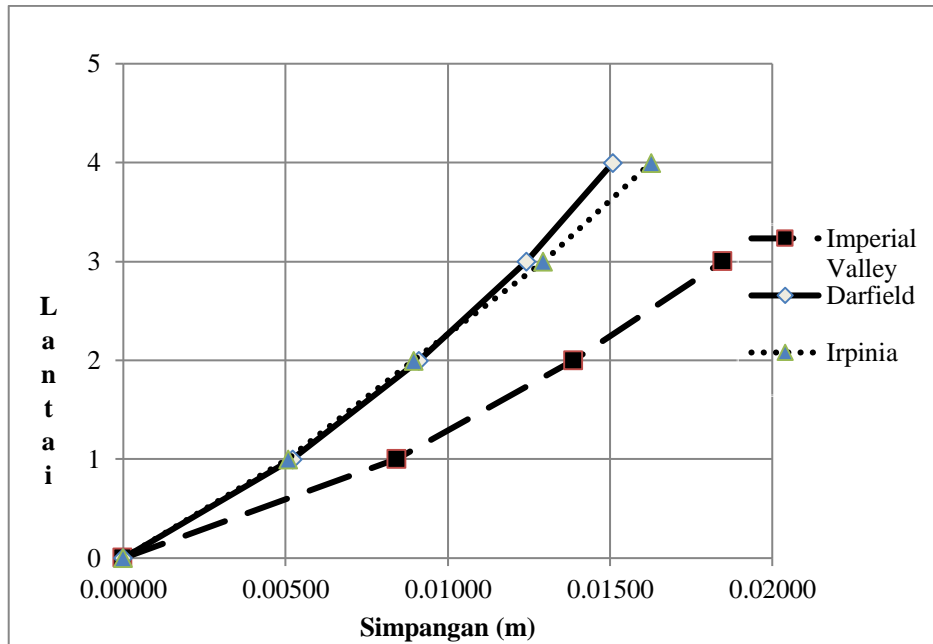
#### 4.8. Perpindahan/Simpangan Tiap Lantai Akibat Gempa Dekat

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, Berikut ini disajikan perbandingan grafik simpangan pada struktur gedung arah x dan arah y yang telah dimodelkan berdasarkan 3 variasi gempa dekat/*pulse* yang dapat dilihat pada Gambar 4.5 dan Gambar 4.6.



Gambar 4.5: Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa dekat arah x.

Berdasarkan Gambar 4.5 dapat dilihat kinerja dari struktur gedung yang diberikan beban gempa dekat/*pulse* arah x. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa respon lebih besar terjadi saat diberikan beban gempa Irpinia arah x. Struktur yang dimodelkan mengalami sendi plastis lebih cepat bila mengalami gempa dibandingkan dengan variasi gempa lain.

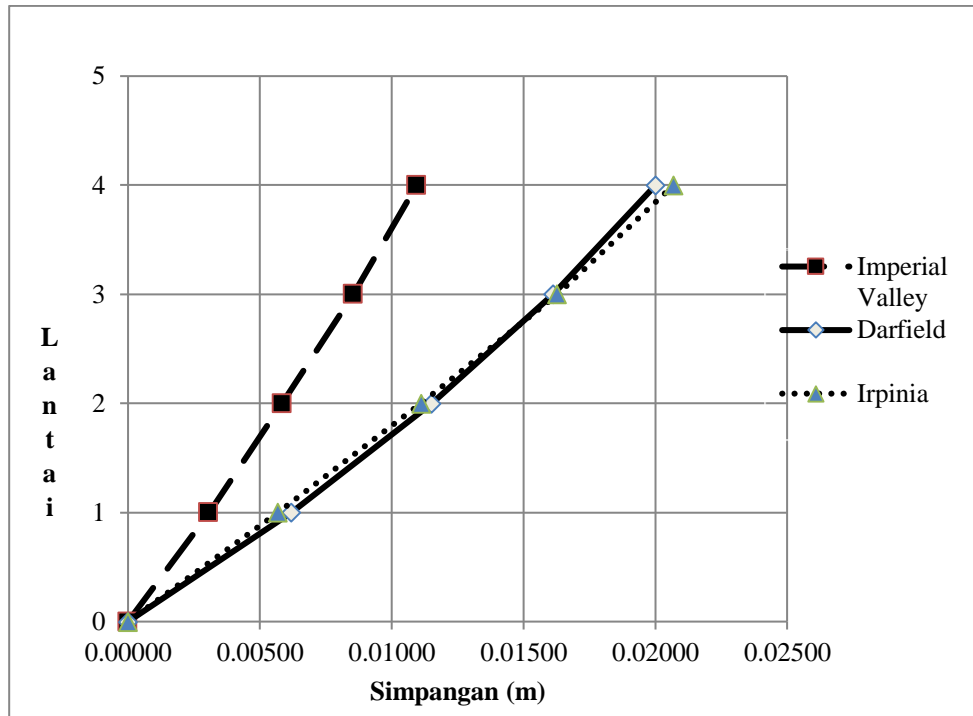


Gambar 4.6: Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa dekat arah y.

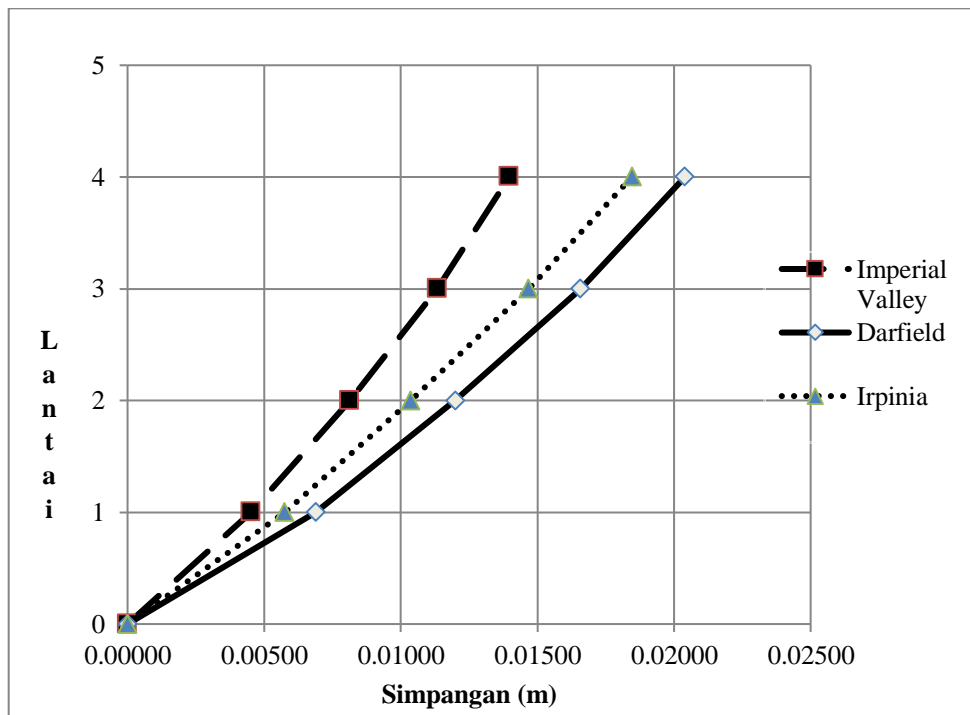
Berdasarkan Gambar 4.6 dapat dilihat kinerja dari struktur gedung yang diberikan beban gempa dekat/*pulse* arah y. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa respon lebih besar terjadi saat diberikan beban gempa Imperial Valley arah y. Struktur yang dimodelkan mengalami sendi plastis lebih cepat bila mengalami gempa Irpinia dibandingkan dengan variasi gempa lain.

#### 4.9. Perpindahan/Simpangan Tiap Lantai Akibat Gempa Jauh

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, Berikut ini disajikan perbandingan grafik simpangan pada struktur gedung arah x dan arah y yang telah dimodelkan berdasarkan 3 variasi gempa Jauh/*no pulse* yang dapat dilihat pada Gambar 4.6 dan Gambar 4.7.



Gambar 4.7: Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa jauh arah x.



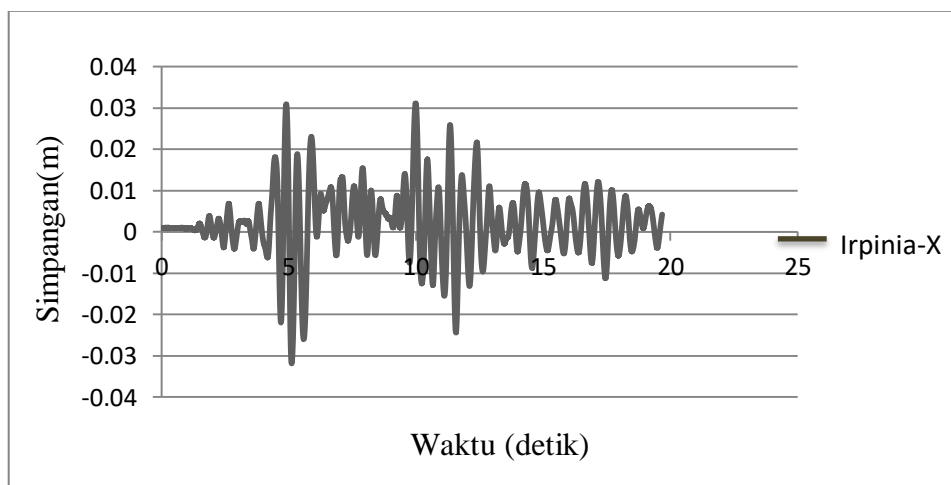
Gambar 4.8: Grafik perbandingan simpangan pada variasi gempa jauh arah y.

Berdasarkan Gambar 4.7 dan Gambar 4.8 dapat dilihat kinerja dari struktur gedung yang diberikan beban gempa jauh/*no pulse* arah x dan arah y. Dari grafik tersebut dapat dilihat bahwa respon lebih besar terjadi saat diberikan beban gempa Irpinia pada arah x dan Imperial Valley pada arah y. Struktur yang dimodelkan mengalami sendi plastis lebih cepat bila mengalami gempa Irpinia dibandingkan dengan variasi gempa lain.

#### 4.10. Perpindahan Pada Atap

##### a. Perpindahan Akibat Gempa Dekat

Perpindahan pada atap akibat gempa dekat/*pulse* paling maksimum terjadi pada rekaman gempa Irpinia, Italy-01 arah x yang direkam pada tahun 1980 dengan Magnitude 6,9. Perpindahan yang terjadi pada struktur sebesar 0,03109 m. Pada Gambar 4.9 dapat dilihat grafik accelogram perpindahan pada atap akibat gempa dekat.

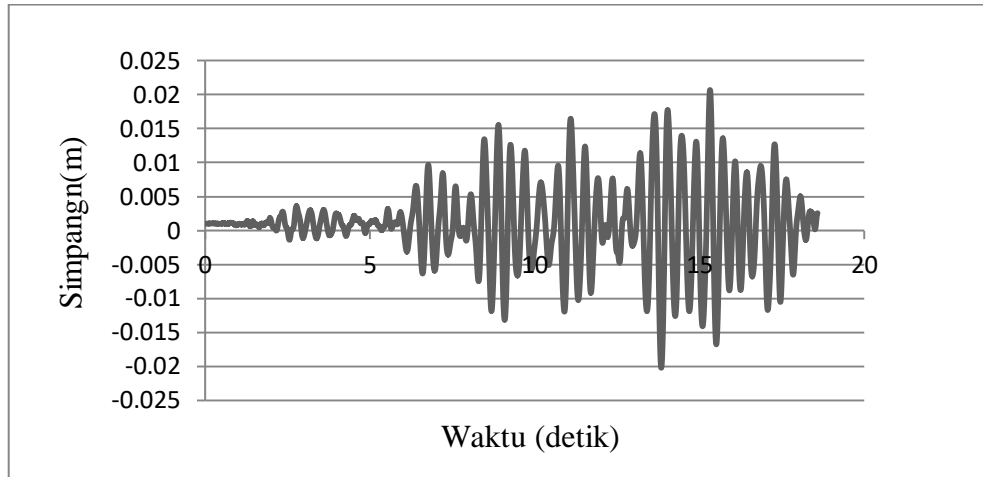


Gambar 4.9: Perpindahan pada atap akibat gempa dekat/*pulse*.

##### b. Perpindahan Akibat Gempa Jauh

Perpindahan pada atap akibat gempa jauh/*no pulse* paling maksimum terjadi juga pada rekaman gempa Irpinia, Italy-01 arah x yang direkam pada tahun 1980 dengan Magnitude 6,9. Perpindahan yang terjadi pada struktur sebesar 0,0206 m

dan Pada Gambar 4.10 dapat dilihat grafik accelogram perpindahan pada atap akibat gempa jauh.



Gambar 4.10: Perpindahan pada atap akibat gempa jauh/*no pulse*.

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisa yang dilakukan dengan program analisis struktur pada bangunan 4 lantai pada struktur SRPM baja memakai *bracing* konsentris yang dipengaruhi oleh gempa jauh dan gempa dekat, maka dapat disimpulkan analisis linier elastis metode respon spektrum nilai simpangan antar tingkat masih dalam batas simpangan antar tingkat izin, hal ini terjadi karena respon berbanding lurus dengan beban yang diberikan. Berdasarkan analisis tidak linier tidak elastis bila mengalami gempa *pulse* dan *no pulse* didapat nilai simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa *pulse* sebesar 0,03109 m dan simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa *no pulse* sebesar 0,0206 m.

#### 5.2. Saran

1. Dalam Tugas Akhir ini, komponen gedung seperti tangga, penulangan pelat, dimensi balok kolom yang ekonomis diabaikan. Disarankan untuk penganalisaan selanjutnya komponen tersebut direncanakan agar data yang dihasilkan lebih akurat dan sesuai data kondisi yang ada dilapangan.
2. Perlunya penelitian lebih lanjut mengenai pengaruh penggunaan profil baja, serta mutu baja yang berbeda. Apakah akan mempengaruhi tingkat pelayanan dan *performance point* dari struktur
3. Tugas Akhir ini menggunakan bresing tipe-X. Disarankan untuk selanjutnya agar dianalisa menggunakan jenis bresing lain sebagai bahan perbandingan dalam perencanaan.

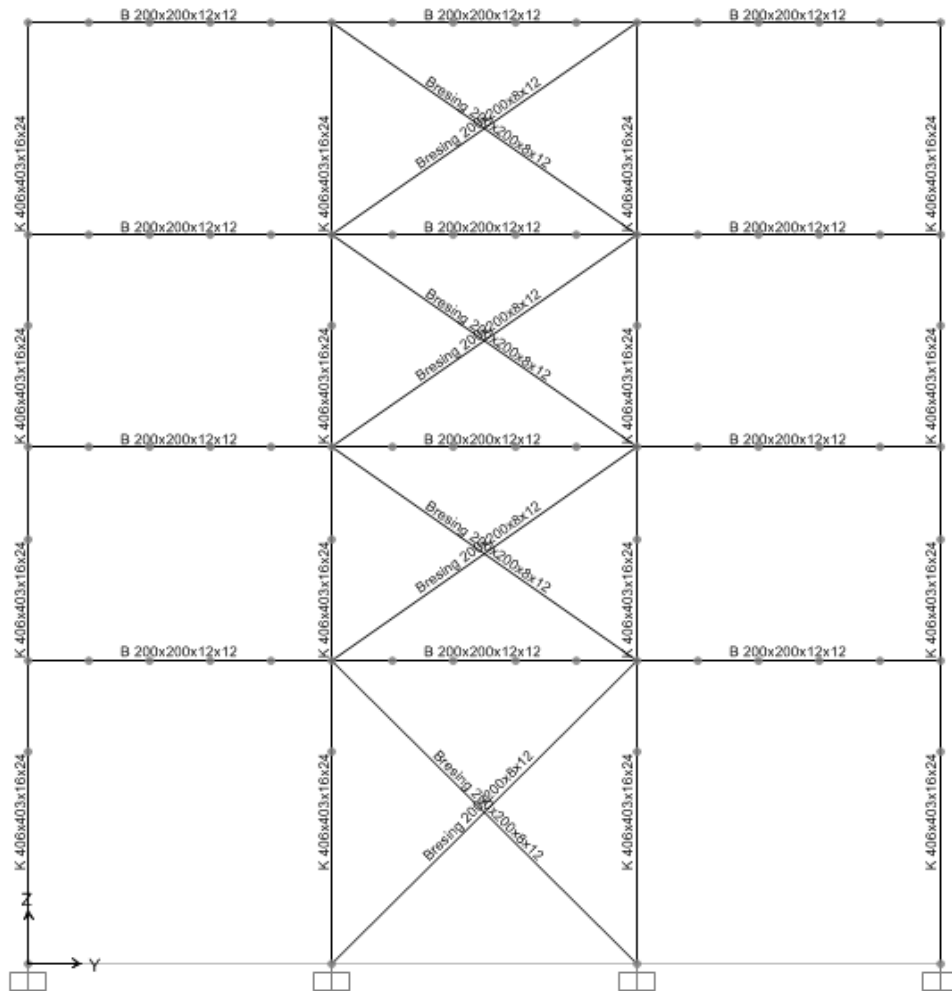
## DAFTAR PUSTAKA

- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung: ITB
- Churrohman, F. (2012) *Studi Perilaku Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Pelat Baja dengan Analisa Statik Non-Linier Pushover*. Jakarta: Universitas Indonesia
- Pacific Earthquake Engineering Research (2008). PEER NGA Database, available at <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Standar Nasional Indonesia (2011) *Baja Profil WF – beam proses canai panas (Bj P WF – beam) (SNI 07-7178-2006)*. Jakarta, BSN.
- Standar Nasional Indonesia (2013) *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)*. Jakarta, BSN.
- Standar Nasional Indonesia (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2012)*. Jakarta, BSN.
- Standar Nasional Indonesia (2002) *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2002)*. Jakarta, BSN
- Standar Nasional Indonesia (2015) *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2015)*. Jakarta, BSN.
- Suherman (2015) *Perbandingan Simpangan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Dan Rangka Baja Bracing Eksentris Di Zona Gempa Tinggi*. Laporan Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Medan. UMSU

# LAMPIRAN

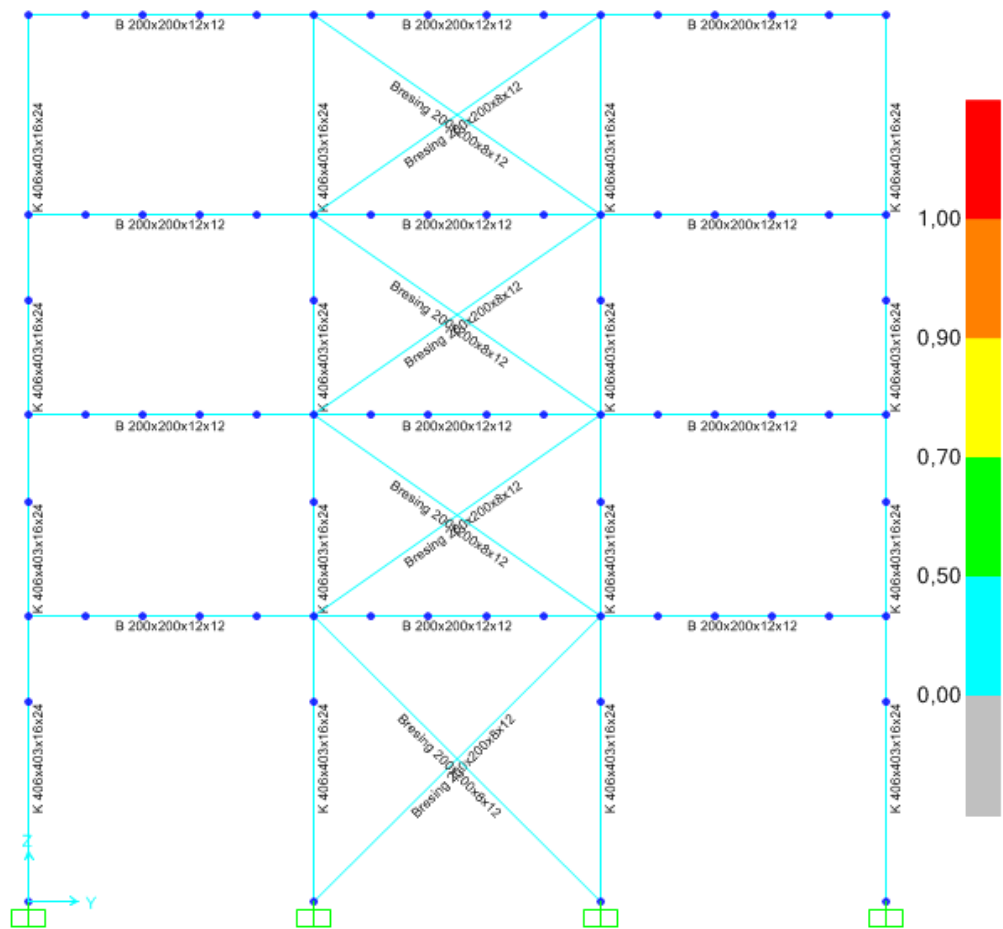


## Input Data Profil Struktur



Gambar L.1: Data profil yang dimasukkan dalam software analisis struktur.

## Cek Kekuatan Material Struktur



Gambar L.2: Cek nilai rasio kekuatan bahan yang dianalisa dalam software analisis.

Output SAP2000 Massa dan Berat Gedung

TABLE: Groups 3 - Masses and Weights					
GroupName	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
Text	Kgf-s2/m	Kgf	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m
ALL	88060,25	863576,02	88060,25	88060,25	88060,25
LANTAI 1	20101,63	197129,62	20101,63	20101,63	20101,63
LANTAI 2	20101,63	197129,62	20101,63	20101,63	20101,63
LANTAI 3	20101,63	197129,62	20101,63	20101,63	20101,63
LANTAI 4	17049,3	167196,52	17049,3	17049,3	17049,3

Tabel L.1: Massa dan Berat Gedung.

*Output SAP2000 Nilai Simpangan*

<b>TABLE: Joint Displacements – Absolute</b>									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	M	M	M	Radians	Radians	Radians
795	GEMPA X	LinRespSpec	Max	0	0	0	0	0	0
789	GEMPA X	LinRespSpec	Max	0,001126	0,000003409	0,000003985	8,49E-07	0,000294	1,85E-06
857	GEMPA X	LinRespSpec	Max	0,002136	0,00000468	0,000005726	5,3E-07	0,000268	1,7E-07
905	GEMPA X	LinRespSpec	Max	0,003008	0,000006566	0,000006707	6,3E-07	0,000222	5,96E-07
953	GEMPA X	LinRespSpec	Max	0,003701	0,000007832	0,000007174	9,77E-07	0,000176	1,47E-07

<b>TABLE: Joint Displacements – Absolute</b>									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	M	M	M	Radians	Radians	Radians
727	GEMPA Y	LinRespSpec	Max	0	0	0	0	0	0
728	GEMPA Y	LinRespSpec	Max	0,000012	0,001396	0,000011	0,000304	2,74E-06	2,41E-06
832	GEMPA Y	LinRespSpec	Max	0,000019	0,002476	0,000016	0,00026	1,8E-06	3,19E-06
880	GEMPA Y	LinRespSpec	Max	0,00002	0,003439	0,000019	0,000225	2,34E-06	3,84E-06
928	GEMPA Y	LinRespSpec	Max	0,000024	0,004211	0,000021	0,000148	2,43E-06	5,01E-06

Tabel L.2: Nilai Simpangan.

Output SAP2000 Geser Kekakuan

TABLE: Joint Displacements - Absolute								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	M	m	M	Radians	Radians	Radians
789	GESER KEKAKUAN	LinStatic	4,955E-08	-3,042E-11	2,56E-10	-3,235E-12	1,362E-08	6,37E-11
857	GESER KEKAKUAN	LinStatic	1,01E-07	-2,463E-11	3,826E-10	9,772E-11	1,464E-08	6,04E-11
905	GESER KEKAKUAN	LinStatic	1,577E-07	1,414E-10	4,667E-10	-4,713E-10	1,744E-08	-1,4E-10
953	GESER KEKAKUAN	LinStatic	2,291E-07	4,857E-09	5,142E-10	-1,357E-09	1,988E-08	-6,8E-09

Tabel L.3: Nilai Geser Kekakuan.

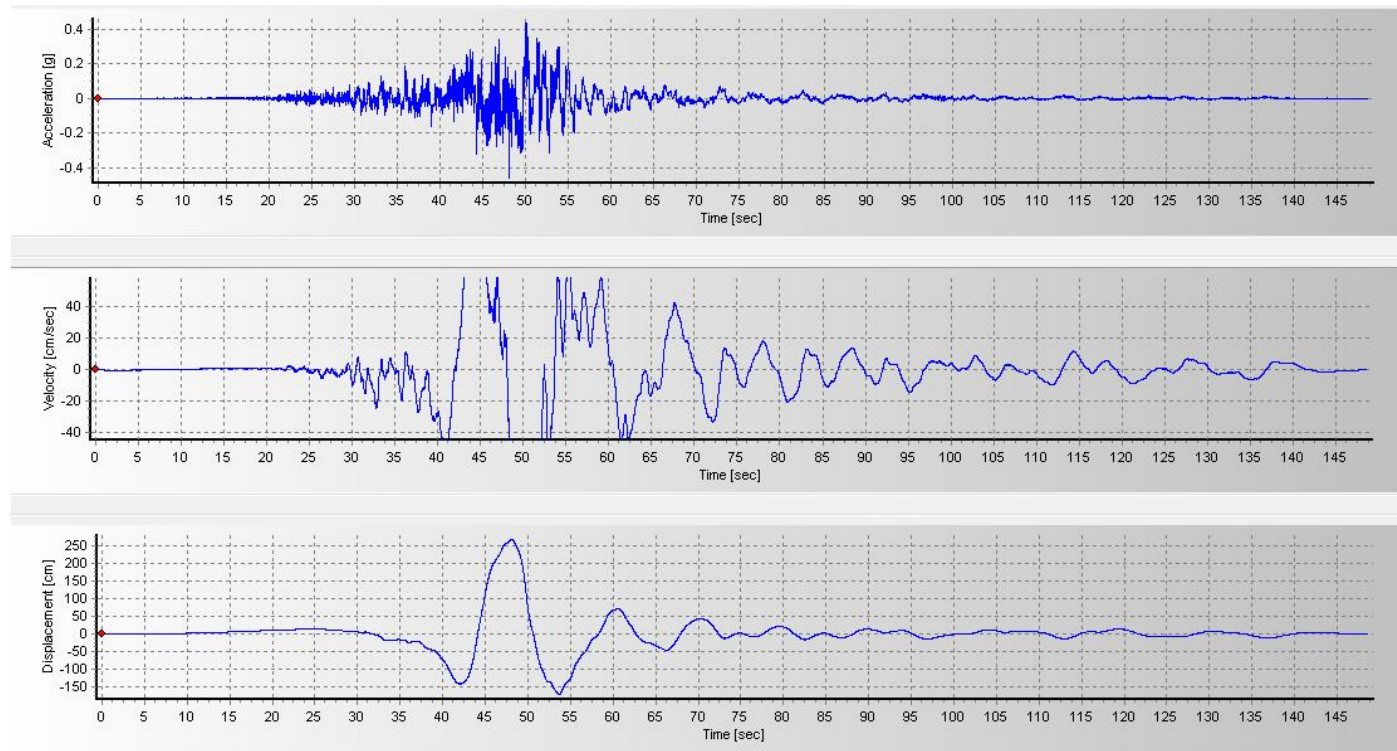
SRPM	ARAH POSITIF		ARAH NEGATIF	
	FX	FY	FX	FY
KOMBINASI 1	6771,85	10126,13	-6771,86	-7588,16
KOMBINASI 2	7449,16	11161,33	-7449,18	-8362,36
KOMBINASI 3 Max	49787,07	7823,02		-8450,10
KOMBINASI 3 Min		8396,64	-49787,06	-8909,02
KOMBINASI 4 Max	49787,07	6792,56		-6315,63
KOMBINASI 4 Min		6239,70	-49787,08	-5754,78

Bracing	ARAH POSITIF		ARAH NEGATIF	
	FX	FY	FX	FY
KOMBINASI 1	16594,52	20961,21	-16594,47	-19344,29
KOMBINASI 2	17744,54	22520,70	-17744,54	-20738,58
KOMBINASI 3 Max	56266,10	17146,28	-636,49	-17864,72
KOMBINASI 3 Min	1330,07	16484,58	-56265,97	-18068,77
KOMBINASI 4 Max	55422,77	13141,34	-636,49	-13373,03
KOMBINASI 4 Min	636,45	13373	-55572,33	-13577,09

% SRPM POSITIF		% SRPM NEGATIF		% BRACING POSITIF		% BRACING NEGATIF	
FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY
28,98	32,57	28,98	28,17	71,02	67,43	71,02	71,83
29,57	33,14	29,57	28,74	70,43	66,86	70,43	71,26
46,95	31,33		32,11	53,05	68,67	100,00	67,89
	33,75	46,95	33,02	100,00	66,25	53,05	66,98
47,32	34,08		32,08	52,68	65,92	100,00	67,92
	31,81	47,25	29,77	100,00	68,19	52,75	70,23

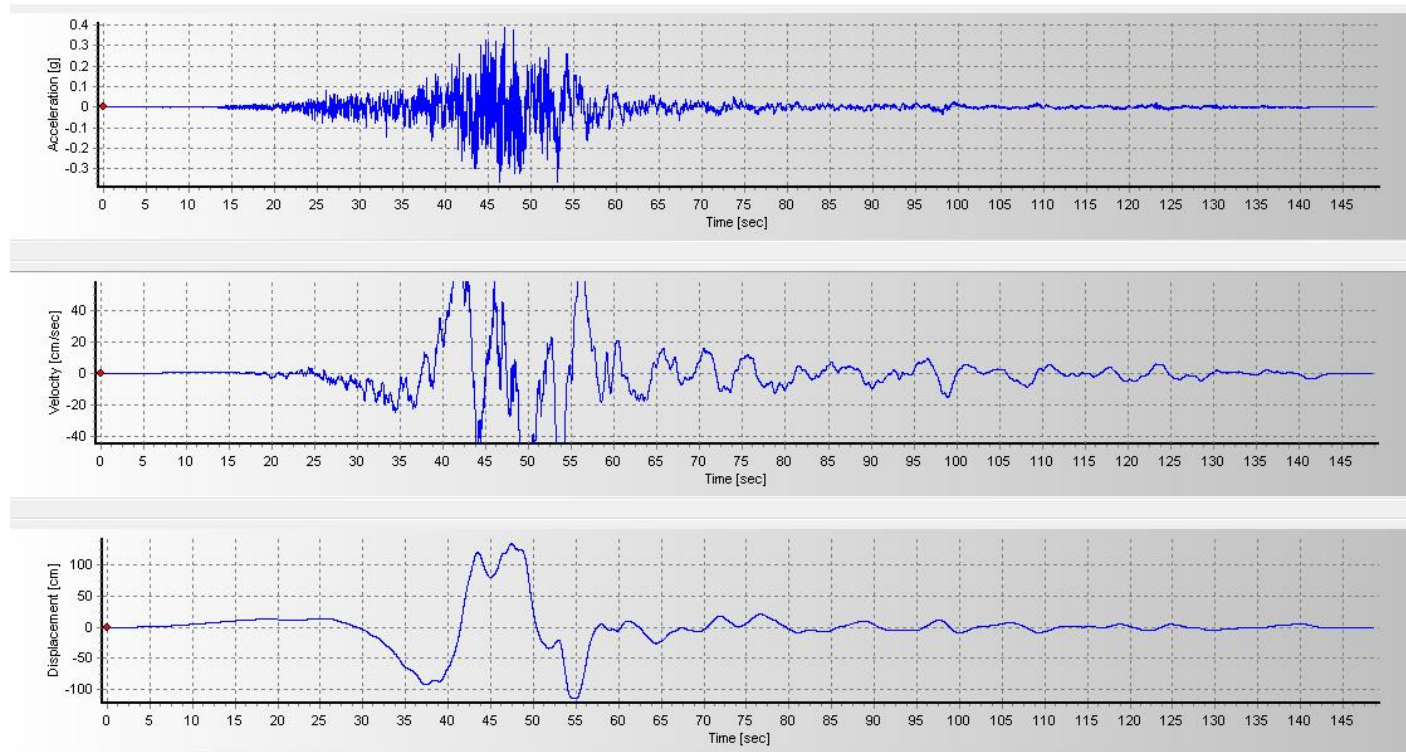
Tabel L.4: Control Dual System 25%

Output SEISMOSIGNAL Derfield Arah-X



Gambar hasil *output* Seismosignal Darfield-X gempa Pulse.

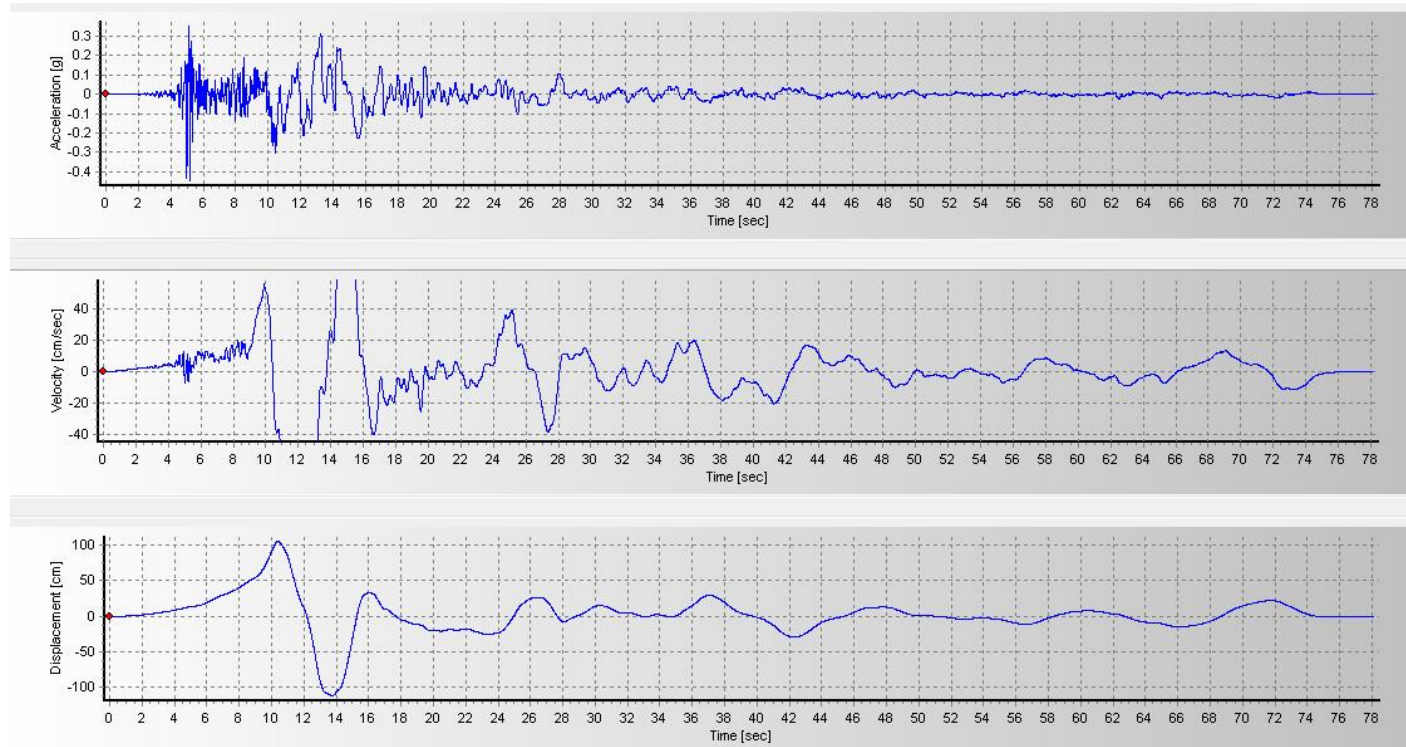
Output SEISMOSIGNAL Derfield Arah-Y



Gambar L.3: Hasil output Seismosignal Darfield-Y gempa *Pulse*.

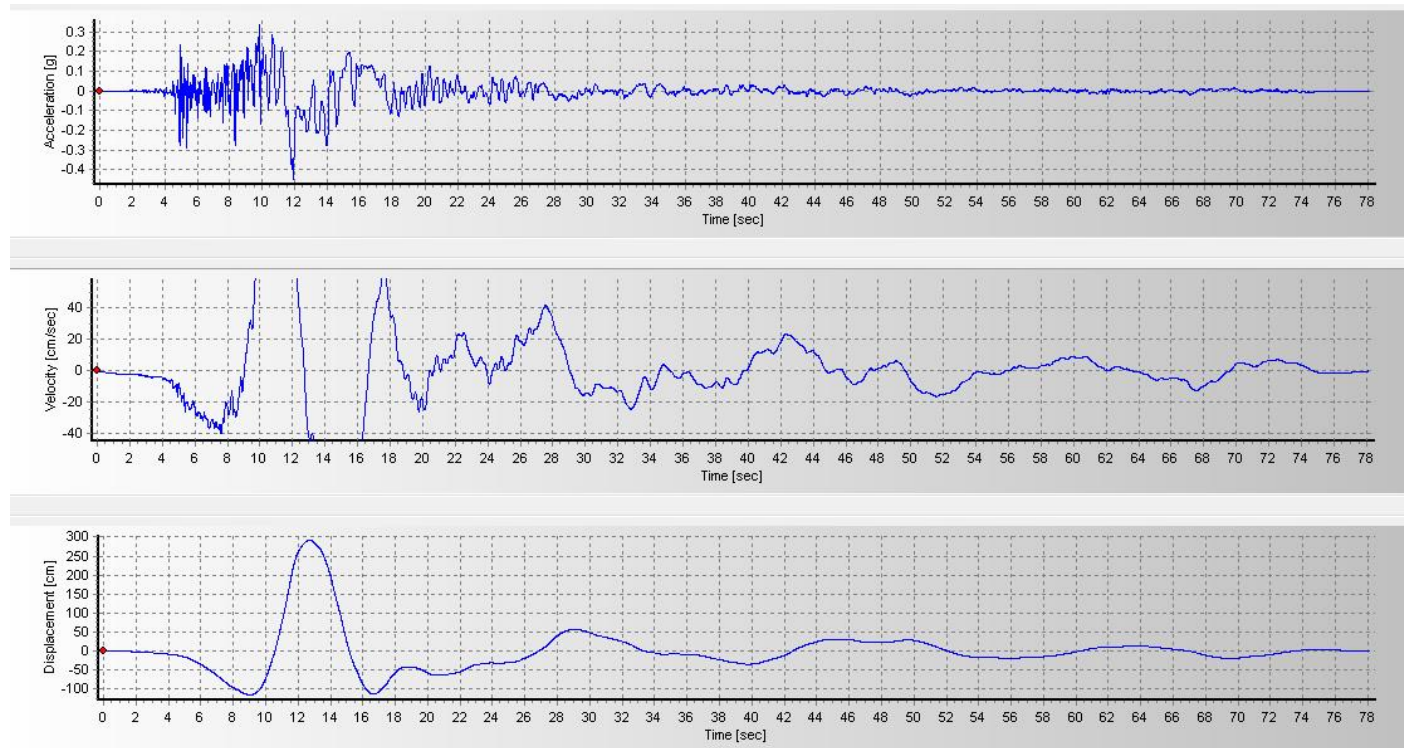


Output SEISMOSIGNAL Imperial Valley Arah-X



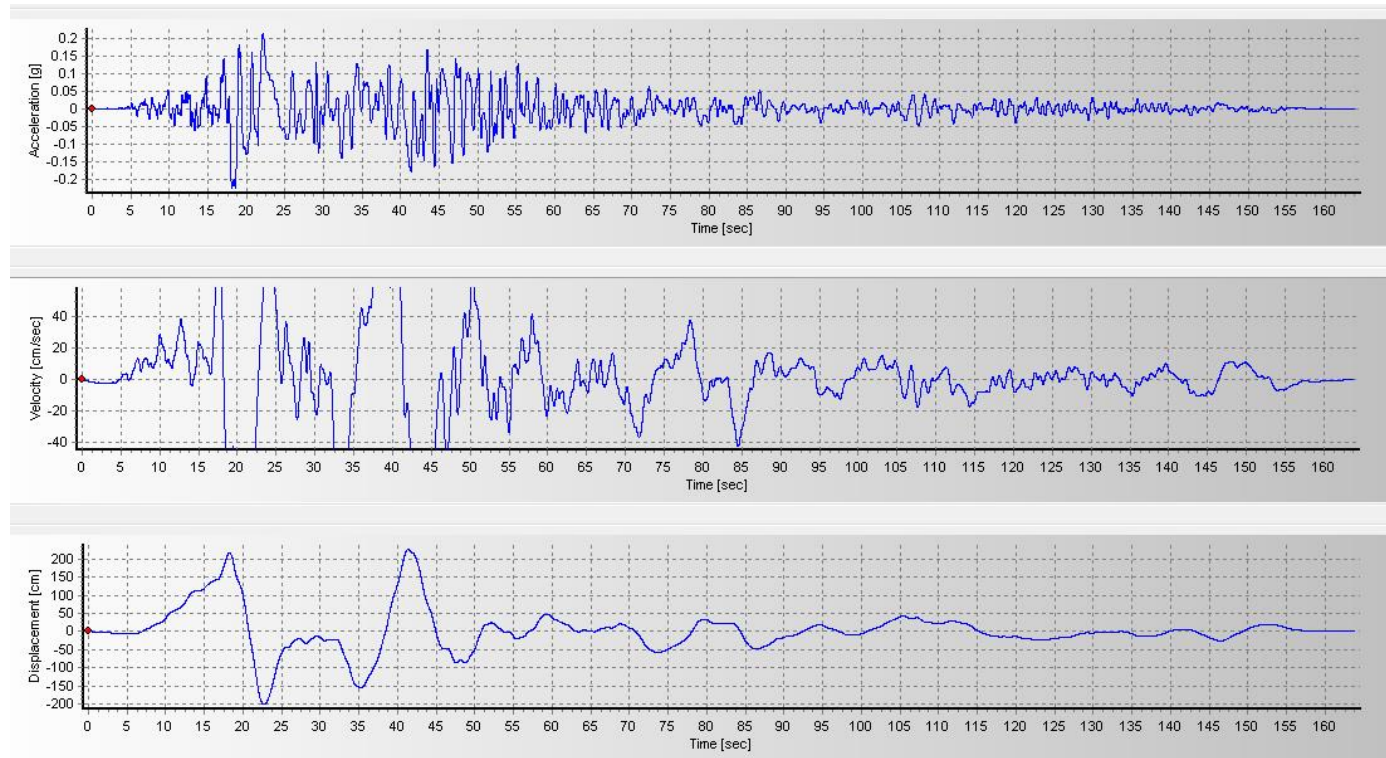
Gambar L.4: Hasil *output* Seismogsignal Imperial Valley-X gempa *Pulse*.

Output SEISMOSIGNAL Imperial Valley Arah-Y



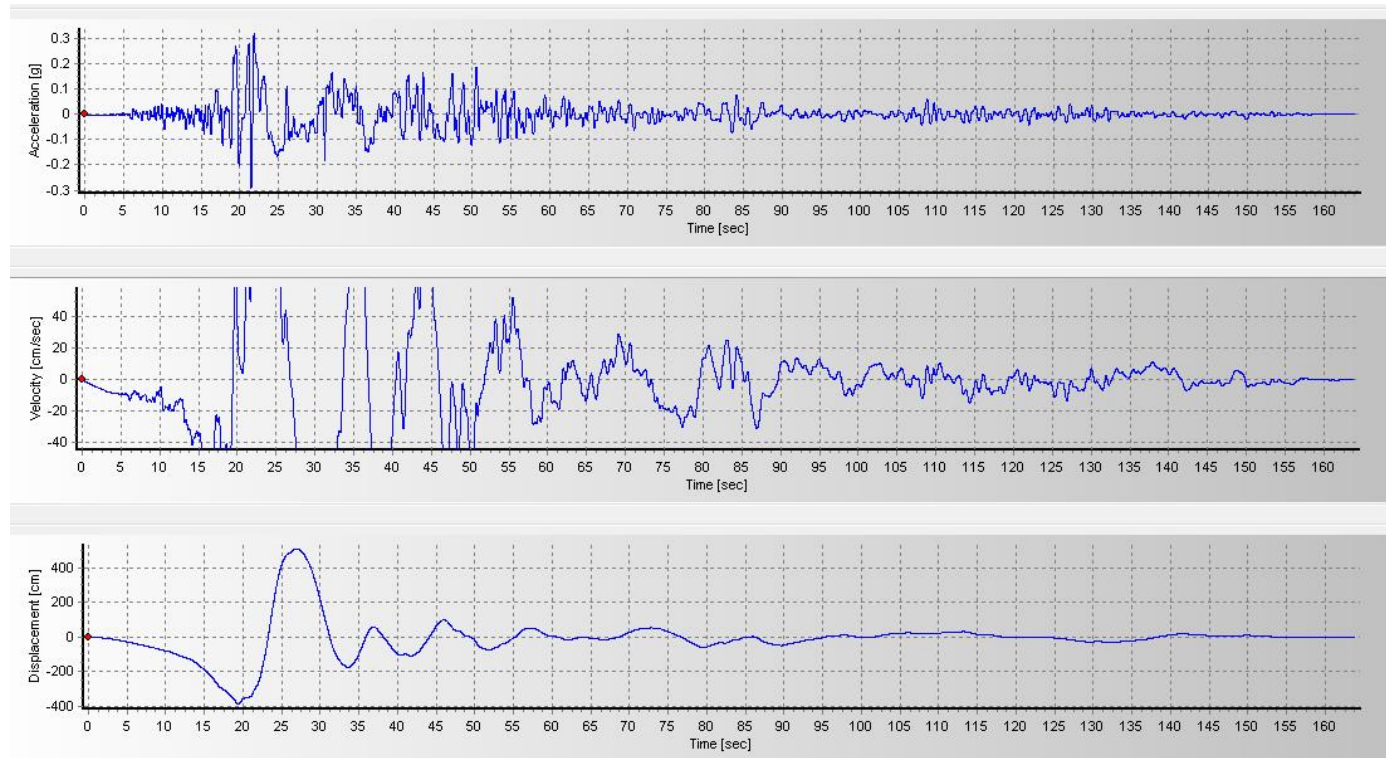
Gambar L.5: Hasil *output* Seismogsignal Imperial Valley-Y gempa *Pulse*.

Output SEISMOSIGNAL Irpinia Arah-X



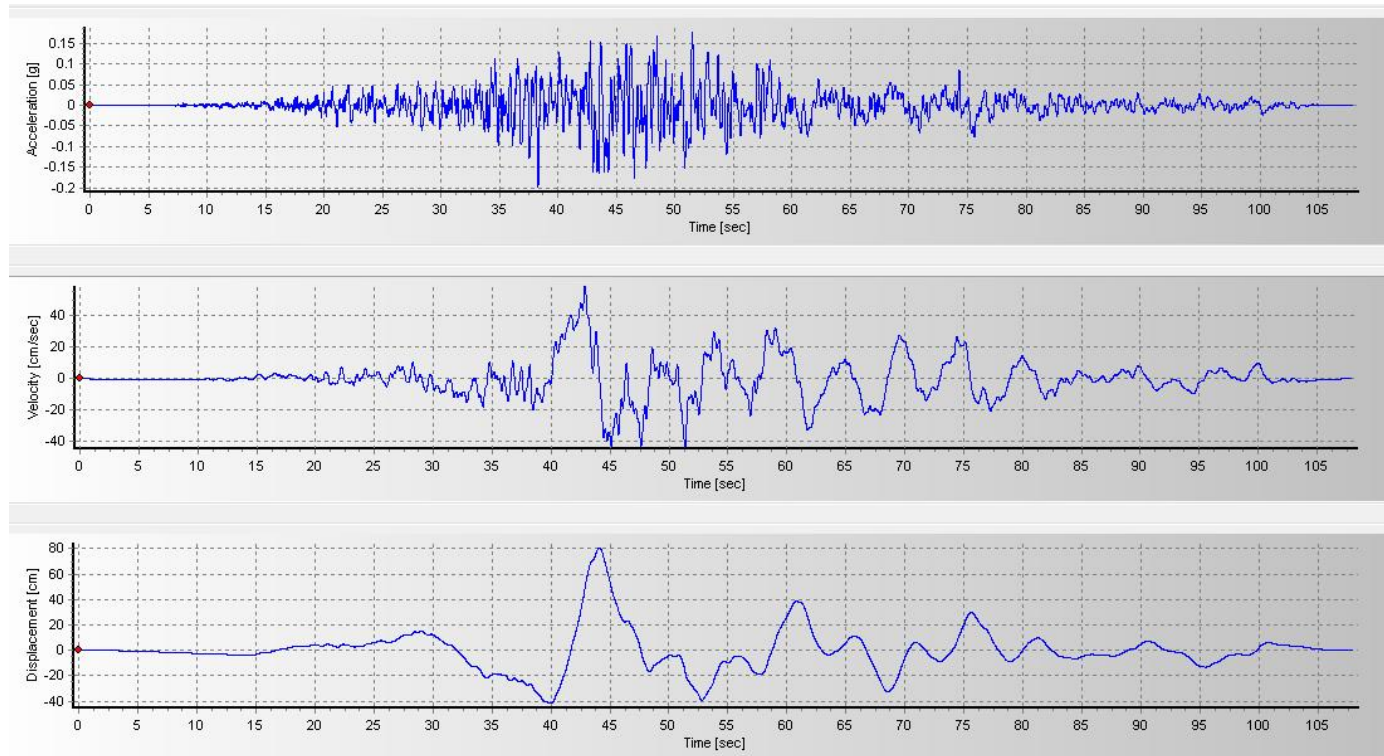
Gambar L.6: Hasil *output* Seismogsignal Irpinia-X gempa *Pulse*.

Output SEISMOSIGNAL Irpinia Arah-Y



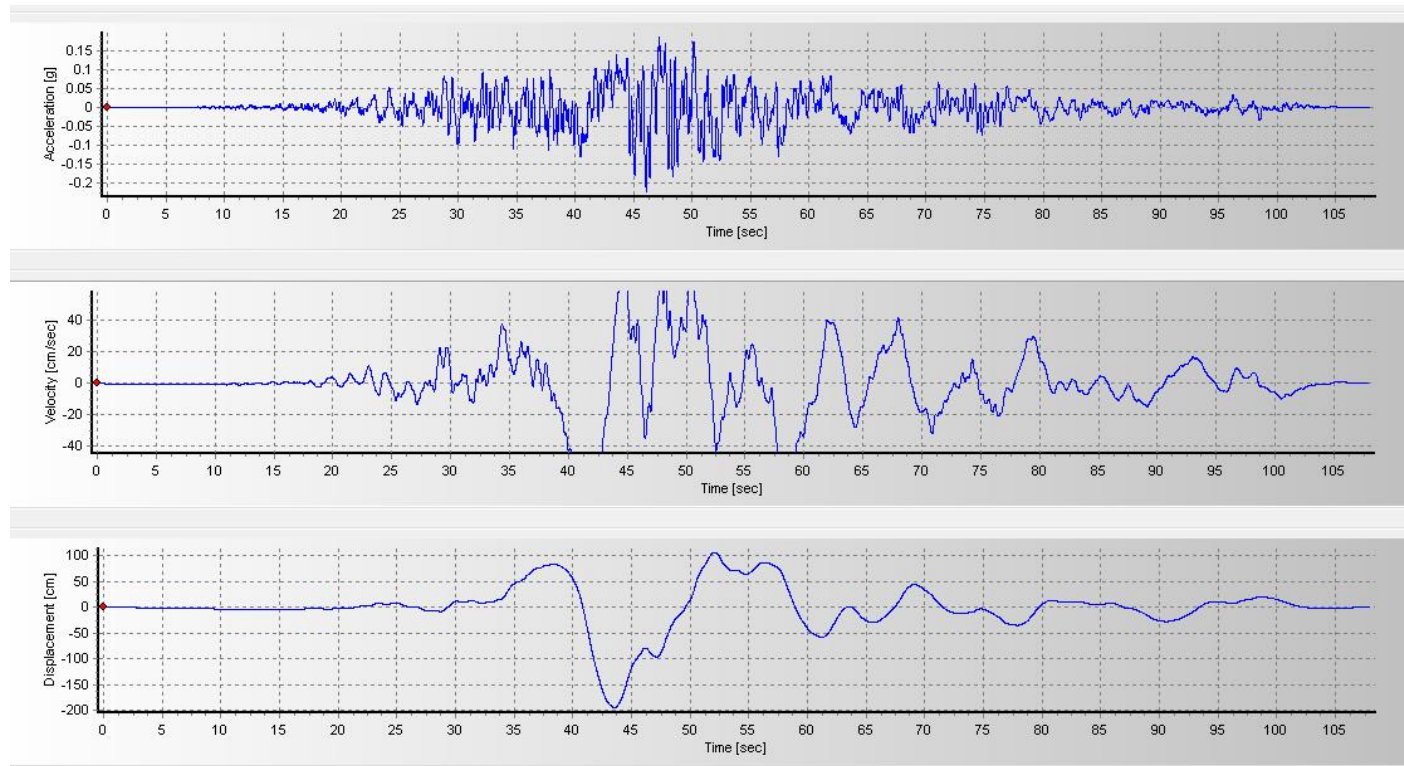
Gambar L.7: Hasil *output* Seismogsignal Irpinia-Y gempa *Pulse*.

Output SEISMOSIGNAL Derfield Arah-X



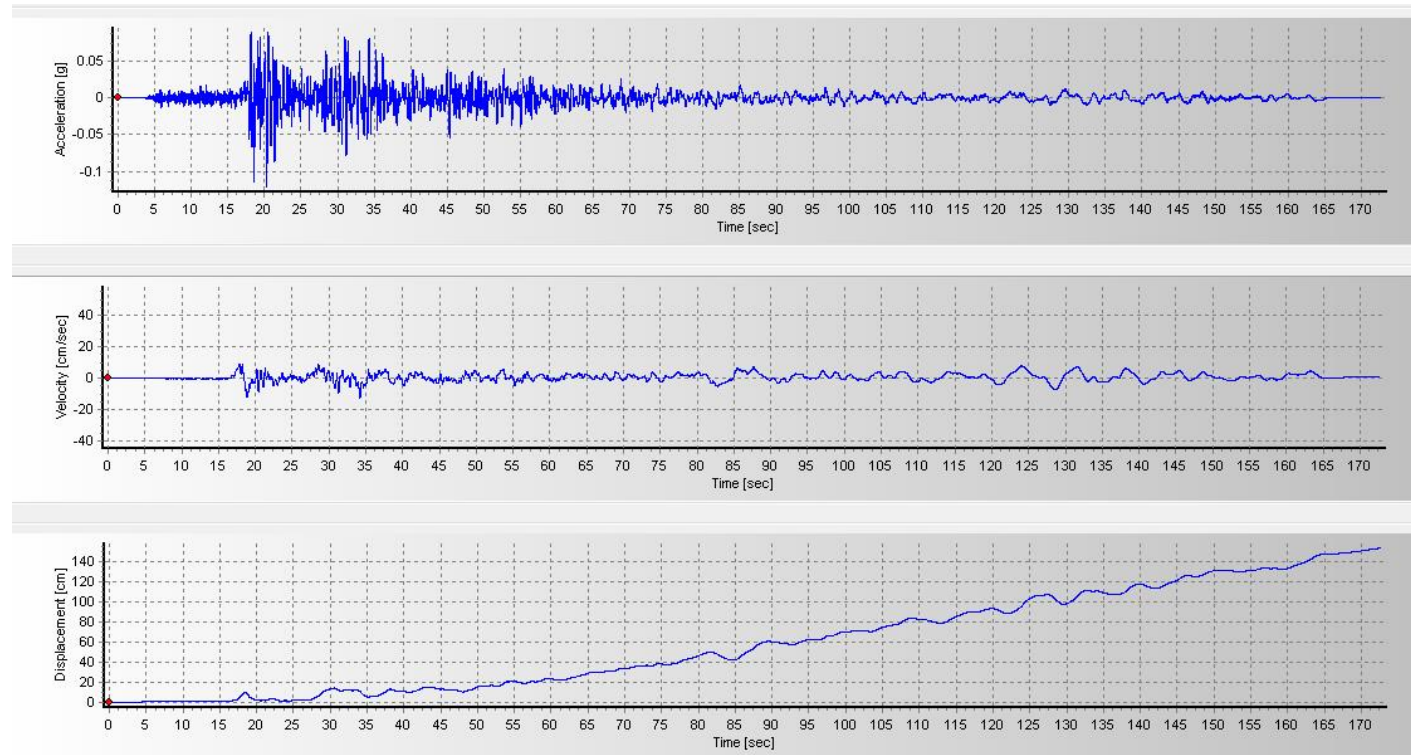
Gambar L.8: Hasil *output* Seismogsignal Darfield-X gempa *No Pulse*.

Output SEISMOSIGNAL Derfield Arah-Y



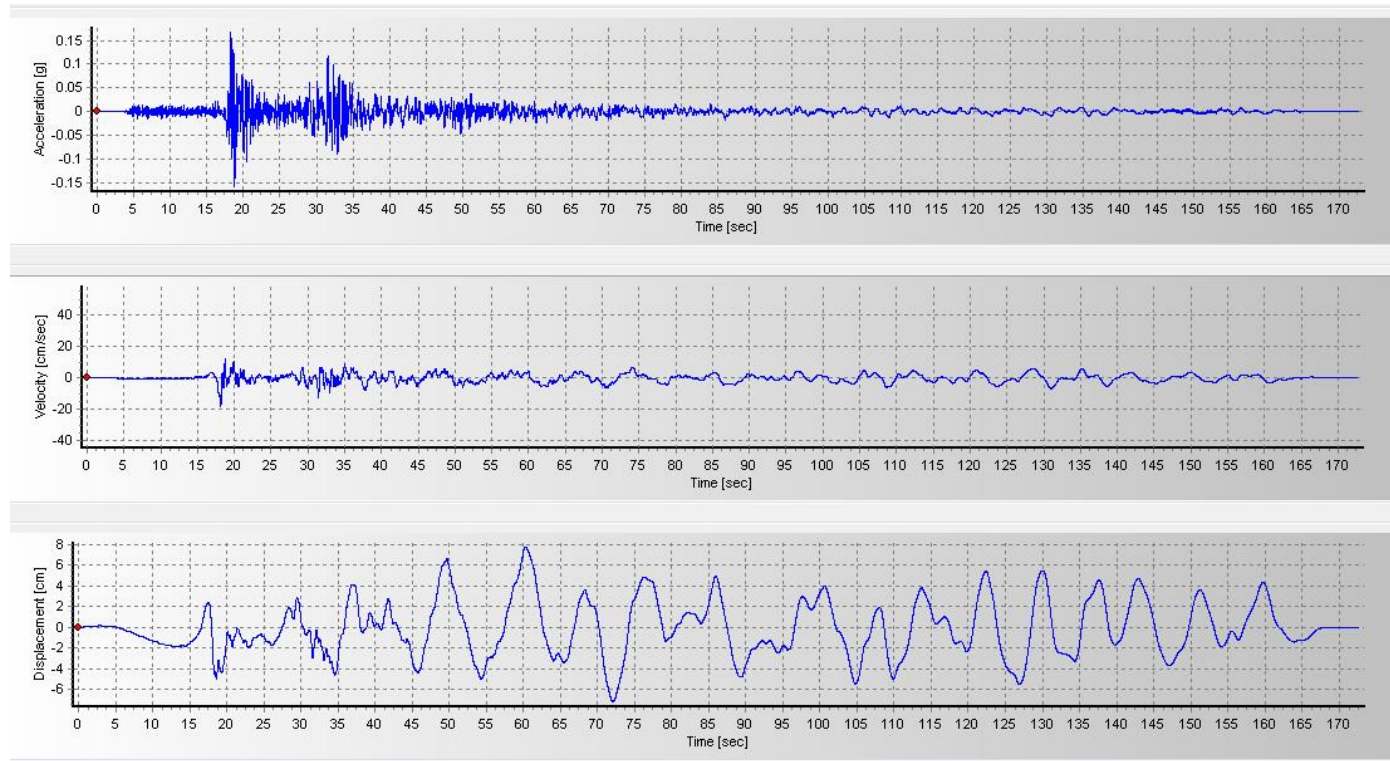
Gambar L.9: Hasil *output* Seismosignal Darfield-Y gempa *No Pulse*.

Output SEISMOSIGNAL Imperial Valley Arah-X



Gambar L.10: Hasil *output* Seismosignal Imperial Valley-X gempa *No Pulse*.

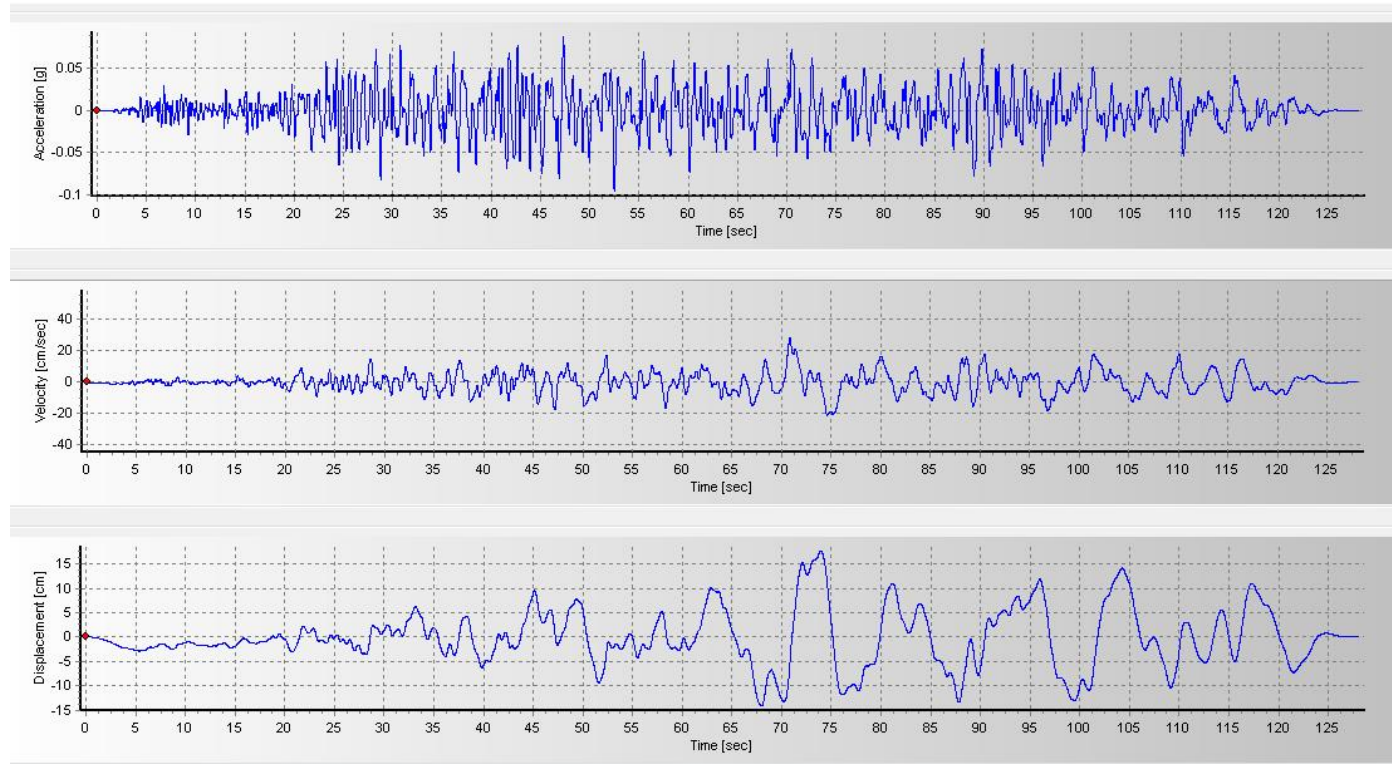
Output SEISMOSIGNAL Imperial Valley Arah-Y



Gambar L.11: Hasil *output* Seismosignal Imperial Valley-Y gempa *No Pulse*.

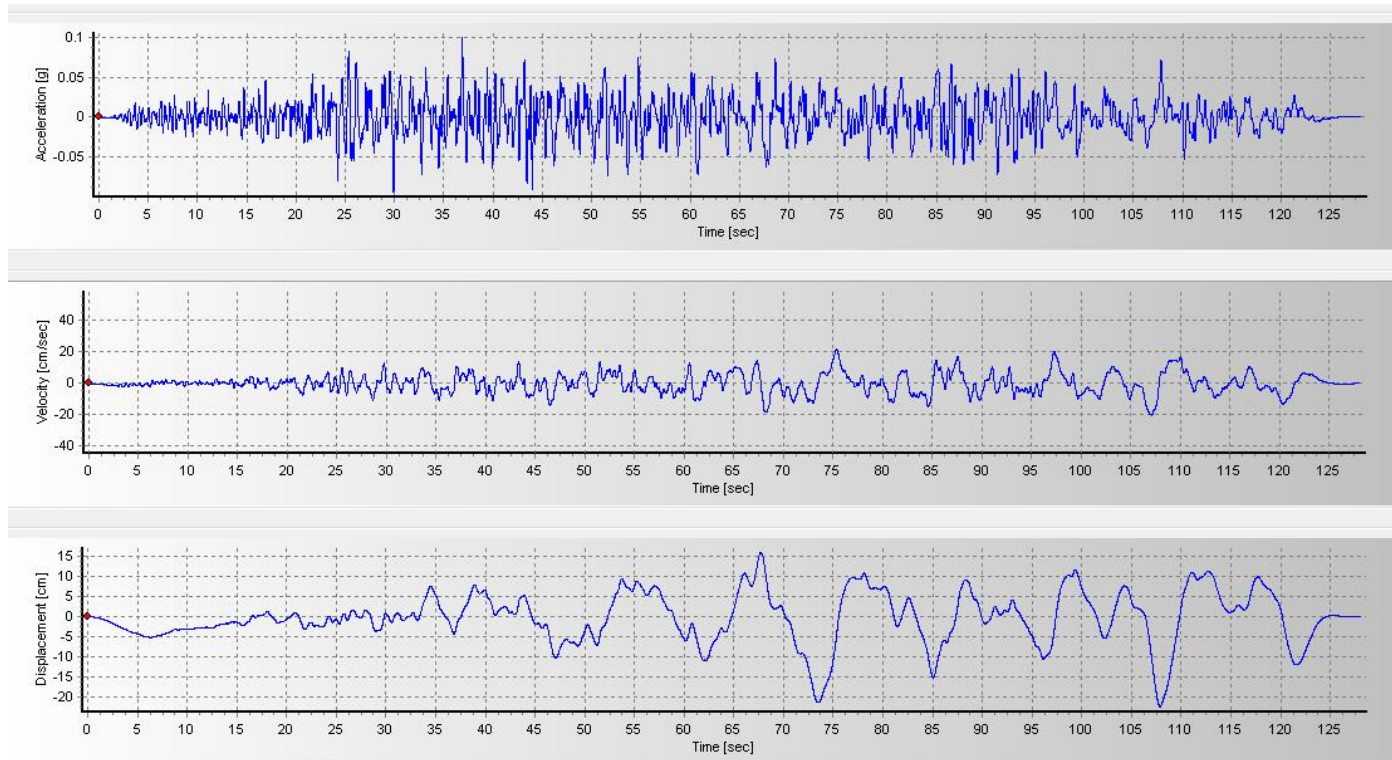


Output SEISMOSIGNAL Irpinia Arah-X



Gambar L.12: Hasil *output* Seismosignal Irpinia-X gempa *No Pulse*.

Output SEISMOSIGNAL Irpinia Arah-Y



Gambar L.13: Hasil *output* Seismosignal Irpinia-Y gempa *No Pulse*.

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### DATA DIRI PESERTA

Nama Lengkap : M. Syahputra Batu Bara  
Panggilan : Putra  
Tempat, Tanggal Lahir : P. Susu, 20 Mei 1996  
Jenis Kelamin : Laki-Laki  
Alamat Sekarang : Jl. Jemadi, Gg. Kelapa III, No. 59, Medan Timur.  
Agama : Islam  
Nama Orang Tua  
Ayah : M. Ridwan Batubara  
Ibu : Gustinawati  
No.HP : 082274295080  
E-mail : [syahputrabebe@gmail.com](mailto:syahputrabebe@gmail.com)

### RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Induk Mahasiswa : 1407210143  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil  
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara  
Alamat Perguruan Tinggi : Jl. Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

No	Tingkat Pendidikan	Nama dan Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD	Nagri 050775 P.Susu	2008
2	SMP	Dharma Patra P.Susu	2011
3	SMK	Dharma Patra P.Berandan	2014
4	Melanjutkan Kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2014 sampai selesai.		