



UNIVERSITAS INDONESIA

**PERILAKU STRUKTUR KOMPOSIT BANGUNAN RUMAH
SAKIT TERHADAP RESPON DINAMIK ANALISA RIWAYAT
WAKTU (*TIME HISTORY*) NON LINEAR**

SKRIPSI

PRATIWI EKA WULANDARI

0606029271

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2010**



UNIVERSITAS INDONESIA

**PERILAKU STRUKTUR KOMPOSIT BANGUNAN RUMAH
SAKIT TERHADAP RESPON DINAMIK ANALISA RIWAYAT
WAKTU (*TIME HISTORY*) NON LINEAR**

SKRIPSI

Di ajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana

**PRATIWI EKA WULANDARI
0606029271**


**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2010**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk
telah saya nyatakan dengan benar**

Nama : Pratiwi Eka Wulandari

NPM : 0606029271

Tanda Tangan : 

Tanggal : 08 Juli 2010

PAGE OF ORIGINALITY PRONOUNCEMENT

**I declare that this undergraduate thesis is the result of my own research,
and all of the references either quoted or cited here
have been stated clearly.**

Name : Pratiwi Eka Wulandari

NPM : 0606029271

Signature : 

Date : July 08th 2010

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Pratiwi Eka Wulandari
NPM : 0606029271
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Perilaku Struktur Komposit Bangunan Rumah Sakit
Terhadap Respon Dinamik Analisa Riwayat Waktu
(*Time History*) Non Linear

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr.-Ing., Ir. Henki Wibowo Ashadi

Penguji : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng

Penguji : Mulia Orientilize ST., M.Eng

Ditetapkan di : Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas
Indonesia, Depok

Tanggal : 08 Juli 2010

STATEMENT OF LEGITIMATION

This final report proposed by :

Name : Pratiwi Eka Wulandari
NPM : 0606029271
Study Program : Civil Engineering
Title : Hospital Building Composite Structure Behavior
Due to Dynamic Analysis of Time History Non
Linear

Has been successfully defended in front of the Examiners and was accepted as part of necessary requirements to obtain Engineering Bachelor Degree in Civil Engineering Program, Faculty of Engineering, University of Indonesia.

COUNCIL EXAMINERS

Counsellor : Dr.-Ing., Ir. Henki Wibowo Ashadi

Examiner : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng

Examiner : Mulia Orientilize ST., M.Eng

Approved at : Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering,
University of Indonesia, Depok.

Date : 08th July 2010

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas rahmat dan anugerah-Nya, penulis mampu menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Jurusan Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Penulis menyadari bahwa tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu, Penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Dr.-Ing. Ir. Henki W. Ashadi, selaku dosen pembimbing atas bimbingan, bantuan, pengarahan dan pencerahan dalam penyelesaian skripsi ini;
2. Dr. Ir. Elly Tjahjono, DEA., selaku dosen pembimbing akademis yang telah membantu dalam pengawasan dunia akademisi Penulis;
3. Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng., selaku dosen mata kuliah struktur sekaligus penguji sidang skripsi yang bersedia meluangkan waktunya untuk membantu Penulis dalam memberikan pencerahan atas penyelesaian skripsi ini;
4. Para dosen UI terutama dosen struktur yang telah menularkan ilmu dan pengalaman dalam perjalanan kuliah selama 4 tahun ini;
5. Orang tua, kedua orang kakak dan adik Penulis, yang senantiasa memberi dukungan moril, materil, maupun spirituil yang berlimpah kepada Penulis;
6. Syarifah Nahrissy, Yosua PD Silitonga, dan Anthon MM Sinaga sebagai teman seperjuangan yang telah banyak membantu dalam penyusunan skripsi ini;
7. Dodi Ikhsan Shaleh, dan Garlan Ramadhan, selaku teman satu peminatan struktur yang berkenan menularkan ilmu dan membantu dalam proses pengerjaan skripsi ini;
8. Pak Shokeh, selaku instruktur pengajar SAP2000 yang bertempat di BTU Persada yang berkenan membantu proses pengerjaan skripsi dan memberikan ilmu yang bermanfaat bagi Penulis;

9. Sahabat, Pacar, serta teman-teman Sipil UI (khususnya angkatan 2006 dan teman peminatan struktur) yang selalu memberi semangat, dukungan dan bantuan baik dalam perkuliahan maupun dalam penyelesaian skripsi ini;
10. Staf dan karyawan Departemen Sipil UI atas bantuannya dalam kelancaran administrasi dan perkuliahan;
11. Semua pihak yang tidak bisa disebutkan satu persatu, atas kerjasama dan bantuan dalam penyelesaian skripsi.

Akhir kata, Penulis sangat mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun. Penulis mohon maaf bila ada kekeliruan dan kesalahan dalam skripsi ini. Semoga skripsi ini dapat memberi manfaat bagi pengembangan ilmu teknik sipil.

Depok, Juli 2010

Penulis

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan bawah ini :

Nama : Pratiwi Eka Wulandari
NPM : 0606029271
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Skripsi

demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul :

**PERILAKU STRUKTUR KOMPOSIT BANGUNAN RUMAH SAKIT
TERHADAP RESPON DINAMIK
ANALISA RIWAYAT WAKTU (*TIME HISTORY*) NON LINEAR**

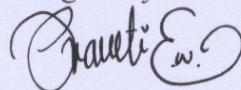
beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada : 08 Juli 2010

Yang menyatakan



Pratiwi Eka Wulandari

ABSTRAK

Nama : Pratiwi Eka Wulandari
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Perilaku Struktur Komposit Bangunan Rumah Sakit Terhadap Respon Dinamik Analisa Riwayat Waktu (Time History) Non Linear

Hal yang sangat penting dalam perencanaan struktur gedung bertingkat adalah analisa desain gedung tahan gempa, karena gempa bumi merupakan salah satu fenomena alam yang tak dapat dihindari. Sifat dari gempa bumi yang merugikan khususnya bagi bangunan, harus diatasi dengan perencanaan struktur bangunan yang tahan terhadap pengaruh gempa. Perlu diketahui bahwa selama beberapa dekade terakhir, beberapa sistem struktur komposit baja dan beton telah banyak digunakan pada konstruksi bangunan tinggi dalam perencanaan bangunan tahan gempa. Sistem ini memadukan rigiditas dan formabilitas dari struktur beton dengan kecepatan pengerjaan dari struktur baja yang menghasilkan suatu produk struktur yang ekonomis. Satu bagian struktur yang memadukan struktur persegi kosong dengan isi beton didalamnya. Sifat dari material beton yang getas dan baja yang daktail membuat penelitian tentang komposit baja beton berlanjut hingga mengeksplorasi kekuatan komposit hingga mencapai bagian plastisnya. Desain bangunan rumah sakit dalam penelitian ini memakai prinsip perencanaan bangunan tahan gempa dengan menggunakan material komposit. Pendekatan yang digunakan untuk menganalisa bangunan ini yaitu dengan analisa dinamik riwayat waktu (*time history*) non linear.

Hasil yang didapat adalah perilaku inelastis yang berasal dari adanya hinge properties yang didefine pada penampang komposit yang digunakan. Dengan demikian dari sini akan memperlihatkan mekanisme sendi plastis serta mekanisme lelehnya penampang yang didapat dari pemberian empat beban rencana yaitu Elcentro, Loma-Prieta, Northridge, dan San Fernando.

Kata kunci :

Struktur Komposit, Hinge Properties, Analisa Dinamik Riwayat Waktu Non Linear

ABSTRACT

Name : Pratiwi Eka Wulandari
Study Program : Civil Engineering
Title : Hospital Building Composite Structure Behavior Due to
Dynamic Analysis of Time History Non Linear

Thing that is very important in planning the structure of buildings are earthquake-resistant building design analysis, due to an earthquake is one of the natural phenomena that can not be avoided. The nature of earthquakes especially harmful to the building, must be addressed by structural design of earthquake-resistant effect. Please note that during the last few decades, several systems of steel and concrete composite structures have been widely used in the construction of tall buildings in the design of earthquake resistant buildings. This system combines rigidity and formabilitas of concrete structures with the speed of construction of steel structure that produces a product of economic structures. One part of the structure that combines an empty square structure with concrete contents therein. The nature of the brittle concrete material and a ductile steel making research on composite steel concrete composite continues to explore the strength to reach the plastisnya. Hospital building design in this research uses the principles of earthquake resistant building design using composite materials. Approach used to analyze the building that is with time history dynamic analysis (time history) non-linear.

The results obtained are derived from the inelastic behavior of the didefine hinge on cross-sectional properties of composite used. Thus from here will show the hinge mechanism and the mechanism of melting obtained from the provision of section four of the plan expense Elcentro, Loma-Prieta, Northridge, and San Fernando.

Key words:

Composite Structure, Hinge Properties, Dynamic Analysis of Time History Non Linear

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL(BAHASA INDONESIA)	i
HALAMAN JUDUL(BAHASA INGGRIS)	ii
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS (BAHASA INDONESIA) ..	iii
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS (BAHASA INGGRIS)	iv
HALAMAN PENGESAHAN (BAHASA INDONESIA)	v
HALAMAN PENGESAHAN (BAHASA INGGRIS)	vi
KATA PENGANTAR	vii
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	ix
ABSTRAK	x
DAFTAR ISI	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
BAB I. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Tujuan Penulisan.....	4
1.3 Pembatasan Masalah	5
1.4 Metode Penelitian	5
1.5 Sistematika Penulisan	7
BAB II. LANDASAN TEORI	8
2.1 Material Pembentuk Komposit	8
2.1.1 Beton	8
2.1.2 Baja	9
2.2 Teori Penampang Komposit	10
2.3 Sistem Dinamik	12
2.3.1 Sistem Dinamik dengan Satu Derajat Kebebasan (<i>Single Degree of Freedom</i>).....	13

2.3.2 Sistem Dinamik dengan Banyak Derajat Kebebasan (<i>Multi Degree of Freedom</i>)	14
2.4 Analisa Struktur Dinamik	15
2.5 Analisa Struktur Dinamik Riwayat Waktu Non Linear (<i>Non Linear Time History Analysis</i>)	16
2.5.1 Respon <i>Single Degree of Freedom</i> dengan Kekakuan Non Linear	20
2.5.2 Respon <i>Multi Degree of Freedom</i> dengan Kekakuan Non Linear	28
2.6 Metode Numerik	33
2.7 Desain Kapasitas	34
2.8 Redaman	34
BAB III. METODE PENELITIAN	36
3.1 Input Program	37
3.1.1 Input Data Struktur	38
3.1.2 Input Properti Material	38
3.1.3 Input Pembebanan	39
3.1.4 Prosedur Analisa Riwayat Waktu Non Linear Pada SAP2000	42
3.2 Parameter yang Dievaluasi	50
BAB IV. ANALISA PEMBAHASAN.....	51
4.1 Perhitungan Penampang Komposit	51
4.1.1 Berdasarkan ACI CODE.....	51
4.1.2 Berdasarkan Metode Penyederhanaan ACI Code	54
4.2 Analisis Terhadap Struktur Bangunan	57
4.2.1 Periode Getar Alami dan Pola Ragam Getar	58
4.2.2 Perbandingan Hasil Periode Getar dari Keempat Fungsi Gempa	59
4.2.3 Gaya Dalam Pada Struktur	59
4.2.4.1 Gaya Dalam Momen Pada Kolom RHS	61
4.2.4.2 Gaya Dalam Geser Pada Kolom RHS	72
4.2.4.3 Gaya Dalam Momen Pada Balok RHS	76

4.2.4 Simpangan (<i>Story Drift</i>) dan Simpangan antar Tingkat	88
4.3 Output Lokasi Sendi Plastis Berdasarkan Tahapan Kinerja Pada SAP2000..	95
BAB V. KESIMPULAN DAN SARAN	98
5.1 Kesimpulan.....	98
5.2 Saran.....	99
DAFTAR REFERENSI	100



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Alur Penelitian Secara Umum	6
Gambar 2.1	Kurva Tegangan dan Regangan Beton	9
Gambar 2.2	Kurva Tegangan dan Regangan Baja	9
Gambar 2.3	Kurva Tegangan dan Regangan Beton dan Struktur Baja	10
Gambar 2.4	Tipe-tipe Penampang Komposit <i>Hollow Structural Section</i>	12
Gambar 2.5	Pemodelan SDOF dan MDOF	13
Gambar 2.6	Hubungan Tegangan vs Regangan	19
Gambar 2.7	Aplikasi Gaya vs Defleksi Vertikal	19
Gambar 2.8	Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (<i>secant stiffness</i>)	21
Gambar 2.9	Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (<i>secant stiffness</i>)	23
Gambar 2.10	Koefisien c sebagai Fungsi dari Periode natural dari Getaran dan Koefisien Perkerasan Regangan (Krawinkler dan Nassar)	28
Gambar 2.11	Faktor Perkurangan Respo ($R_{d\mu}$) sebagai Fungsi dari Periode Natural dari Getaran dengan $\alpha = 0\%$ (Krawinkler dan Nassar)	29
Gambar 3.1	Alur Kerja	36
Gambar 3.2	Denah Struktur Lantai 1-14.....	37
Gambar 3.3	Penampang Komposit yang Digunakan.....	39
Gambar 3.4	<i>Hinge Properties Default M3 dan Default-Interacting PM2M3</i>	47
Gambar 3.5	Hubungan Beban dan Perpindahan pada Sendi Plastis.....	47
Gambar 3.6	Ilustrasi Warna Tahapan Kinerja pada SAP2000.....	48
Gambar 3.7	Lokasi <i>Hinges</i> yang <i>Didefine</i> pada SAP2000 (a). Arah X ; (b). Arah Y.....	49
Gambar 4.1	Diagram Penampang Komposit.....	53
Gambar 4.2	Penampang Balok (Kiri) dan Kolom (Kanan) Komposit Baja Persegi Beton (Satuan mm).....	55
Gambar 4.3	Pemodelan Struktur Bangunan Rumah Sakit 14 lantai.....	57
Gambar 4.4	Posisi Kolom dan Balok yang Ditinjau Untuk Gaya Dalam (Tampak Atas)	60

Gambar 4.5	Posisi Kolom yang Ditinjau Untuk Gaya Dalam (Tampak Samping)	60
Gambar 4.6	Posisi Balok yang Ditinjau Untuk Gaya Dalam (Tampak Samping)	61
Gambar 4.7	Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa Elcentro	63
Gambar 4.8	Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa Loma-Prieta	63
Gambar 4.9	Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa Northridge	64
Gambar 4.10	Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa San Fernando	64
Gambar 4.11	Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)	65
Gambar 4.12	Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)	66
Gambar 4.13	Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa Elcentro	68
Gambar 4.14	Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa Loma-Prieta	68
Gambar 4.15	Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa Northridge	69
Gambar 4.16	Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa San Fernando	69
Gambar 4.17	Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)	70
Gambar 4.18	Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)	71
Gambar 4.19	Gaya Geser Lantai Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)	73
Gambar 4.20	Gaya Geser Lantai Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)	74
Gambar 4.21	Gaya Geser Lantai Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)	75

Gambar 4.22	Gaya Geser Lantai Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)	76
Gambar 4.23	Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa Elcentro	78
Gambar 4.24	Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa Loma-Prieta.....	79
Gambar 4.25	Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa Northridge	79
Gambar 4.26	Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa San Fernando	80
Gambar 4.27	Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)	80
Gambar 4.28	Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)	81
Gambar 4.29	Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa Elcentro	84
Gambar 4.30	Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa Loma-Prieta.....	85
Gambar 4.31	Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa Northridge	85
Gambar 4.32	Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa San Fernando	86
Gambar 4.33	Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)	86
Gambar 4.34	Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)	87
Gambar 4.35	Diagram Perbandingan <i>Displacement</i> Tiap Gempa	90
Gambar 4.36	Simpangan Masing-masing Beban Gempa.....	91
Gambar 4.37	Simpangan Antar Tingkat Terhadap Beban Gempa	94
Gambar 4.38	Mekanisme Struktur Portal Arah X yang Terbentuk Akibat Gempa Elcentro (Kiri) dan Loma-Prieta(Kanan)	96

Gambar 4.39 Mekanisme Struktur Portal Arah X
yang Terbentuk Akibat Gempa Northridge (Kiri)
dan San Fernando (Kanan) 97



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1.	<i>Sifat dan Karakteristik Beton dan Baja</i>	10
Tabel 3.1	Percepatan Puncak Tanah Asli	43
Tabel 4.1	Dimensi Penampang Komposit	52
Tabel 4.2	Periode Getar Alami	58
Tabel 4.3	Perbandingan Durasi Accelerogram	59
Tabel 4.4	Nilai Momen Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000 ...	62
Tabel 4.5	Nilai Momen Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000 ...	67
Tabel 4.6	Nilai Gaya Geser Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000	72
Tabel 4.7	Nilai Gaya Geser Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000	75
Tabel 4.8	Nilai Momen Balok yang Dihasilkan dari Program SAP2000 ...	77
Tabel 4.9	Nilai Momen Balok yang Dihasilkan dari Program SAP2000 ...	82
Tabel 4.10	Displacement masing-masing Lantai.....	88
Tabel 4.11	Simpangan Terhadap Beban Gempa.....	89
Tabel 4.12	Simpangan Antar Tingkat Terhadap Beban Gempa.....	92
Tabel 4.13	Batas Simpangan Antar Tingkat yang Diijinkan.....	93

BAB I PENDAHULUAN

1.1. LATAR BELAKANG MASALAH

Pada tahun 1987, berdasarkan kebijakan pemerintah, Universitas Indonesia (UI) memulai relokasinya dari kampus Salemba (Jakarta Pusat) ke kampus baru di Depok, yang terletak antara pinggiran Jakarta bagian selatan dengan di Propinsi Jawa Barat. Fakultas kedokteran dan fakultas kedokteran gigi tetap berada di kampus Salemba karena mereka masih menggunakan Rumah Sakit Cipto Mangunkusumo (RSCM) sebagai *teaching hospital* (rumah sakit praktik) dan tidak ada rumah sakit tersebut yang melingkupi wilayah kampus Depok. Sejak RSCM ditetapkan oleh Menteri Kesehatan sebagai rumah sakit top Nasional, dan sejak saat itu RSCM memberatkan mahasiswa fakultas kedokteran maupun kedokteran gigi dengan tingginya uang praktek yang harus dibayar yang sebelumnya tidak pernah di minta. RSCM juga lebih menyulitkan mahasiswa tersebut dalam hal kelulusan dan dalam hal pelatihan menjadi dokter umum.

Sekarang ini, di wilayah Indonesia, mahasiswa fakultas kesehatan (kedokteran) mengambil pelatihan klinis (ilmu pengobatan) di rumah sakit umum (kelas A atau B*) yang disahkan sebagai *teaching hospital* (rumah sakit praktik). Di tahun 2005, hanya 22 rumah sakit yang telah disahkan oleh Menteri Kesehatan ataupun Pemerintah Propinsi. Dalam rangka meningkatkan pendidikan dan kapasitas penelitian, *Directorate General of Higher Education (DGHE)* atau Dewan Umum Pendidikan Tinggi, telah memulai kebijakan baru dalam pendidikan medis (kedokteran) serta sistem penelitian dengan “Rumah Sakit Universitas”, yang dimiliki oleh universitas dan diatur oleh *DGHE*. Dengan mengikuti kebijakan tersebut, beberapa universitas umum dan swasta yang memiliki fakultas kesehatan (kedokteran) termasuk Universitas Indonesia merencanakan untuk membangun rumah sakit universitas sendiri. *DGHE* memandang rumah sakit Universitas Indonesia sebagai sebuah model yang baik yang dapat dicontoh oleh universitas negeri lainnya.

* *International Building Code 2006 Chapter 3 _ Section 304 (Business Group B)*

Rumah sakit universitas yang direncanakan dapat menampung 300 tempat tidur. Hal ini sesuai dengan kesepakatan antara Universitas Indonesia dan misi *JBIC*, bahwa rumah sakit Universitas Indonesia yang dibangun akan menjadi rumah sakit praktik berukuran minimum yang merupakan kelas B*, dengan 300 tempat tidur. Struktur dari rumah sakit tersebut dan fakultasnya harus didesain berdasarkan desain tahan gempa, keselamatan terhadap bahaya kebakaran dan keselamatan terhadap banjir. Rumah sakit tersebut juga harus didesain dan dioperasikan berdasarkan keselamatan pasien. Selain itu, bangunan-bangunan tersebut harus didesain berdasarkan aspek penghijauan (*green design philosophy*), serta memperkecil energi yang telah digunakan dan menjadikan bangunan tersebut dapat mengatur pembuangannya sendiri.

Sehubungan dengan desain bangunan rumah sakit yang didasarkan pada tahan gempa, mengingat bahwa gempa bumi dapat menimbulkan efek yang besar bagi kehidupan manusia, hal ini mendorong dilakukannya penelitian yang dapat menghasilkan metode-metode dalam mendesain suatu struktur bangunan tersebut yang mampu menahan gempa.

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa secara umum telah banyak dikenal yaitu dengan cara mengoptimalkan kemampuan bangunan dalam menahan beban lateral, yaitu dengan menggunakan *shear wall*, *braced frame*, *base isolation*, atau dengan membuat struktur kuat berlebih (*overdesign*). Dengan metode ini diharapkan respon struktur terhadap beban gempa dapat diminimalisasikan.

Perkembangan desain bangunan tahan gempa menggunakan metode yang berkembang dari tahun ke tahun yang dihasilkan dari penggunaan langsung akibat yang ditimbulkan suatu gempa bumi terhadap struktur bangunan serta percobaan-percobaan yang menggunakan model.

Kebanyakan ahli dalam mendesain struktur menggunakan beban statis. Dari hasil survey mengenai kegagalan suatu bangunan diperoleh bahwa terdapat perbedaan pola keruntuhan akibat beban statis dengan struktur bangunan yang didesain menggunakan beban siklis, serta terdapat perbedaan retakan yang sangat jelas dari kedua jenis struktur tersebut.

Pada bangunan-bangunan yang runtuh terlihat banyak bagian dari bangunan yang dikerjakan dengan kurang baik, contohnya penggunaan mutu

material yang buruk, penanganan dalam masalah konstruksi yang tidak baik dan lain sebagainya. Pemilihan sistem struktur sangat menentukan perilaku struktur tersebut dalam mengantisipasi gaya gempa yang bekerja. Menurut beberapa penelitian, struktur frame merupakan sistem yang kompeten dalam menahan beban lateral akibat gaya gravitasi maupun angin. Akan tetapi, selama beberapa dekade terakhir, beberapa sistem struktur komposit baja dan beton telah banyak digunakan pada konstruksi bangunan tinggi. Sistem ini memadukan rigiditas dan formabilitas dari struktur beton dengan kecepatan pengerjaan dari struktur baja yang menghasilkan suatu produk struktur yang ekonomis. Sifat dari material beton yang getas dan baja yang duktail membuat penelitian tentang komposit baja-beton berlanjut hingga mencapai bagian plastisnya.

Struktur komposit merupakan struktur yang terbentuk dari dua material atau lebih, yang bekerja sebagai satu kesatuan untuk menahan beban. Perilaku struktur komposit baja-beton dipengaruhi oleh kombinasi sifat dari material beton dan profil baja. Akibat pembebanan, elemen struktur komposit berdeformasi sehingga penampangnya mengalami tegangan tarik dan tegangan tekan. Beton memiliki kemampuan dalam menahan tekan jauh lebih baik dibandingkan kemampuannya menahan tarik. Sedangkan baja memiliki kemampuan yang baik dalam hal menahan tarik. Dengan menggabungkan kedua sifat material tersebut, maka struktur balok komposit akan mempunyai keuntungan antara lain kekakuan yang lebih besar sehingga mempunyai kemampuan menahan beban yang lebih besar dapat digunakan dimensi balok yang lebih kecil dengan bentang yang lebih besar.

Penelitian terhadap gempa bumi dengan perilaku bangunan dalam merespon gempa bumi memberikan gambaran bahwa seringkali gaya gempa yang bekerja pada bangunan melebihi kekuatan dari bangunan tersebut. Namun seringkali pula terbukti bahwa kurangnya kekuatan struktur bangunan tidak selalu menyebabkan keruntuhan pada bangunan, atau bahkan menyebabkan kerusakan yang cukup berat. Berbagai pertimbangan perlu diperhatikan dalam perencanaan balok dan kolom pada suatu konstruksi bangunan gedung bertingkat agar suatu struktur dapat berperilaku duktail dan tidak runtuh pada saat terjadi gempa kuat. Pada perencanaan bangunan di lokasi rawan gempa, struktur direncanakan dapat berdeformasi melewati batas leleh struktur tanpa kehilangan kekuatannya. Dengan

demikian perilaku elemen struktur pada daerah plastis sampai kondisi runtuhnya menjadi penting.

Apabila kekuatan struktur bangunan dapat dipertahankan, tanpa mengalami pengurangan kekuatan yang berarti dan setiap elemen mampu bedeformasi di luar batas elastisnya, maka bangunan dapat diharapkan bertahan terhadap gempa bumi yang cukup besar tanpa mengalami keruntuhan. Dengan kata lain struktur mempunyai daktilitas yang tinggi. Jadi perencanaan suatu bangunan disamping ditujukan agar bangunan tersebut mempunyai kekuatan dan kekakuan yang cukup untuk menahan gempa kecil dan sedang, juga ditujukan agar bangunan mempunyai kekuatan, kekakuan, serta daktilitas yang tinggi untuk menahan gempa bumi yang besar dengan periode ulang yang direncanakan.

Sampai saat ini, sudah terdapat berbagai jenis pendekatan dasar dari analisa struktur bangunan yaitu baik dengan pendekatan perencanaan analisa struktur elastis seperti analisa static equivalent, analisa dinamik ragam spektrum, maupun perencanaan pendekatan dengan analisa inelastis seperti analisa statik pushover dan analisa struktur dinamik riwayat waktu.

Kerusakan yang diakibatkan gempa pada struktur bangunan rumah sakit ini membuat penulis tertarik untuk membuat analisa bangunan tersebut yang berstruktur komposit baja dan beton yang tahan terhadap gempa. Penulis menggunakan program SAP2000 dalam merancang rumah sakit berstruktur komposit baja dan beton berikut beban yang ditanggung rumah sakit tersebut. Sedangkan respon struktur komposit baja dan beton terhadap gempa bumi dianalisa dengan metode analisa struktur dinamik non linear riwayat waktu (*time history*) juga menggunakan program SAP2000.

1.2. TUJUAN PENULISAN

Tujuan dilakukannya penulisan skripsi ini adalah :

- Melakukan desain struktur bangunan rumah sakit dengan menggunakan material komposit baja persegi beton (*Rectangular Hollow Section*) yang mengacu pada *International Building Code 2006 (IBC_ICC)*.

- Melakukan desain bangunan rumah sakit yang berdasarkan *International Building Code 2006 (IBC_ICC)* yaitu dalam hal perencanaan bangunan tahan gempa.
- Melakukan analisa perilaku/respon dari struktur bangunan rumah sakit dengan menggunakan analisa struktur dinamik non-linier riwayat waktu dengan output yang didapat adalah deformasi plastis selama gerakan dinamik struktur yang diakibatkan oleh beban gempa.

1.3. BATASAN PERMASALAHAN

Pembahasan mengenai struktur komposit baja dan beton sangatlah luas. Tidak mungkin membahasnya secara detail dari semua sisi. Untuk itu dalam skripsi ini dilakukan pembatasan permasalahan yaitu :

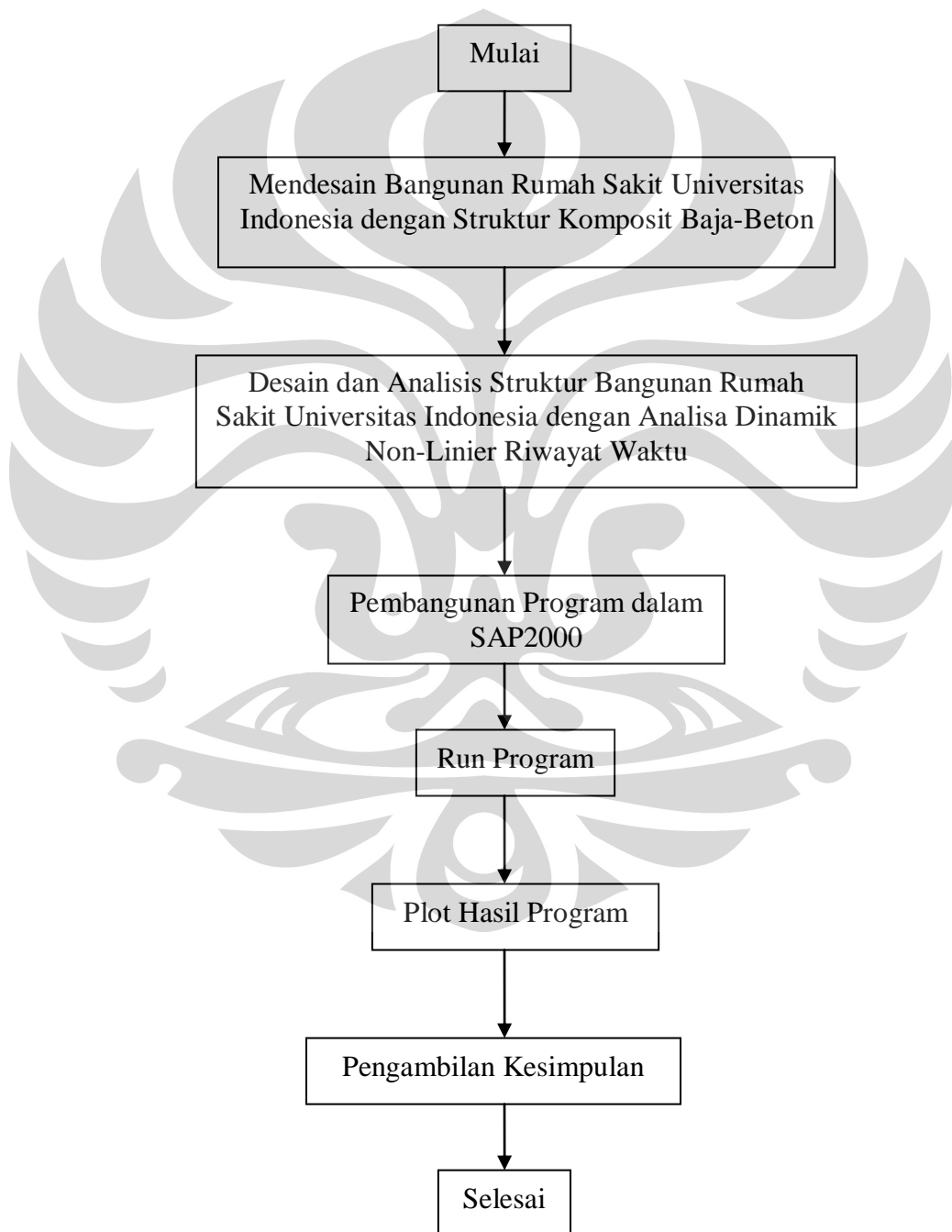
- Desain bangunan rumah sakit dengan luas lantai 1-14 adalah 2000 m², dan tinggi bangunan 57 m, dengan menggunakan material komposit baja dan beton *Rectangular Hollow Section* yang perhitungan materialnya dengan menggunakan MATHCAD yang didasarkan pada *AISC 2005*.
- Desain bangunan rumah sakit yang terdiri dari beban gempa serta beban rumah sakit yang melingkupinya yang didasarkan pada *International Building Code (IBC_ICC)*.
- Perilaku struktur dengan beban dinamik yang ditinjau adalah gaya geser dasar dan perpindahan lateral.
- Menganalisis respon gempa pada bangunan rumah sakit dengan menggunakan analisa dinamik non-linier riwayat waktu dengan menggunakan program SAP2000.

1.4. METODOLOGI PENELITIAN

Metode penulisan skripsi ini menggunakan metode deskriptif, yaitu memberikan gambaran dan menguraikan langkah-langkah yang ditempuh secara terperinci. Adapun sumber-sumber informasi/data untuk membuat skripsi ini berasal dari :

- ✓ Data primer berupa hasil diskusi dengan dosen pembimbing, berupa asistensi yang serta diskusi mengenai apa saja yang harus dilakukan untuk penulisan skripsi ini.
- ✓ Data sekunder berupa data kepustakaan yang berasal dari berbagai macam buku serta website yang dijadikan sebagai referensi tambahan.

Berikut uraian langkah-langkah yang ditempuh dalam pembahasan penulisan skripsi ini secara umum yaitu :



1.5. SISTEMATIKA PENULISAN

Sistematika penulisan skripsi ini secara garis besar adalah sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini berisikan mengenai latar belakang permasalahan yang akan dibahas, tujuan penulisan, batasan permasalahan, metodologi penelitian serta sistematika penulisan.

BAB II DASAR TEORI

Bab ini menguraikan teori yang digunakan dalam menyelesaikan permasalahan. Dasar teori yang digunakan mengenai material pembentuk komposit yaitu beton dan baja, penampang komposit baja beton persegi, dan mengenai analisa dinamik non linear riwayat waktu.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini berisikan metode yang digunakan untuk mendesain serta memodelkan struktur bangunan rumah sakit Universitas Indonesia agar dapat dianalisa hasil yang diperoleh.

BAB IV STUDI KASUS, PEMBAHASAN DAN ANALISA

Bab ini berisikan studi kasus pada struktur bangunan rumah sakit 14 lantai dengan luas 2000 m² dan tinggi tiap lantai 5 m pada lantai dasar dan 4 m untuk tipikal ke atasnya dengan menggunakan program SAP2000 kemudian menguraikan dasar-dasar analisa program tersebut dan menganalisa hasil keluaran dari program SAP2000 mengenai analisa dinamik non linear riwayat waktu.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisikan kesimpulan dari penjelasan-penjelasan yang telah dipaparkan dari bab-bab sebelumnya serta saran-saran dari hasil analisa yang telah dilakukan.

BAB II

LANDASAN TEORI

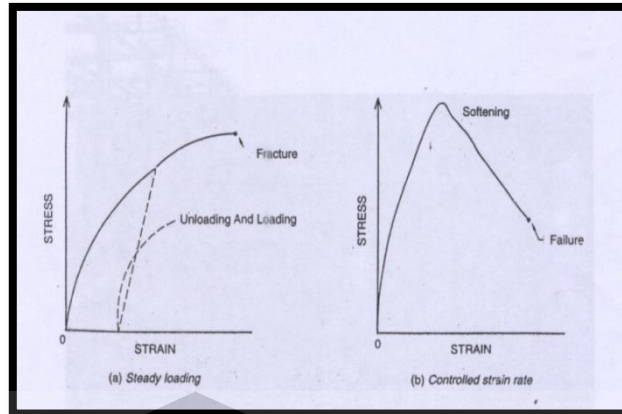
Bangunan rumah sakit pada penelitian kali ini didesain dengan menggunakan material komposit. Material komposit pada dasarnya terbentuk dari dua material atau lebih. Pada penelitian ini, akan dijabarkan mengenai sifat dan karakteristik dari material pembentuk komposit yaitu beton dan baja. Kemudian akan dilanjutkan mengenai analisa dinamik non linear riwayat waktu (*time history analysis*).

2.1 MATERIAL PEMBENTUK KOMPOSIT

Pada penelitian ini struktur komposit terbentuk dari material beton yang dibungkus baja, berikut merupakan penjelasan mengenai kedua material tersebut:

2.1.1 BETON

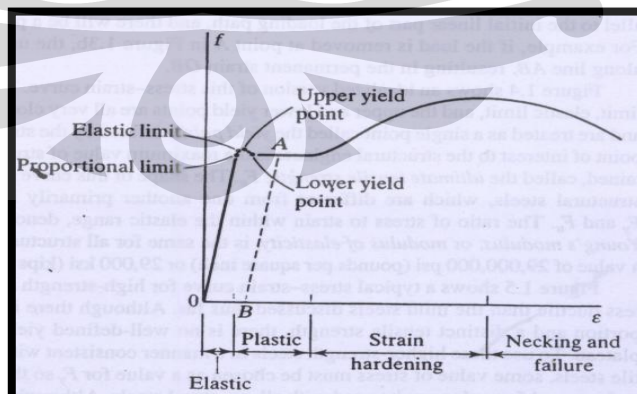
Istilah beton, merupakan istilah yang tidak asing lagi bagi setiap orang. Beton merupakan suatu campuran yang terdiri dari pasir, kerikil, batu pecah atau agregat lain yang mengeras menyerupai batu. Air dan semen membentuk pasta yang akan mengisi rongga-rongga di antara butir-butir pasir dan kerikil. Dalam keadaan yang mengeras, beton bagaikan batu karang dengan kekuatan tinggi. Dalam keadaan segar, beton dapat diberi bermacam bentuk, sehingga dapat digunakan untuk membentuk seni arsitektur atau semata - mata untuk tujuan dekoratif. Beton juga akan memberikan hasil akhir yang bagus jika pengelolaan akhir dilakukan dengan cara khusus, umpamanya diekspos agregatnya (agregat yang mempunyai bentuk yang bertekstur seni tinggi diletakkan di bagian luar, sehingga tampak jelas pada permukaan betonnya).



Gambar 2.1 Kurva Tegangan dan Regangan Beton

2.1.2 BAJA

Baja merupakan bahan yang mempunyai sifat struktur yang baik. Baja mempunyai kekuatan yang tinggi dan sama kuat pada kekuatan tarik maupun tekan dan oleh karena itu baja adalah elemen struktur yang memiliki batasan sempurna yang akan menahan beban jenis tarik aksial, tekan aksial, dan lentur dengan fasilitas yang hampir sama. Berat jenis baja tinggi, tetapi perbandingan antara kekuatan terhadap beratnya juga tinggi sehingga komponen baja tersebut tidak terlalu berat jika dihubungkan dengan kapasitas muat bebannya, selama bentuk-bentuk struktur yang digunakan menjamin bahwa bahan tersebut dipergunakan secara efisien.

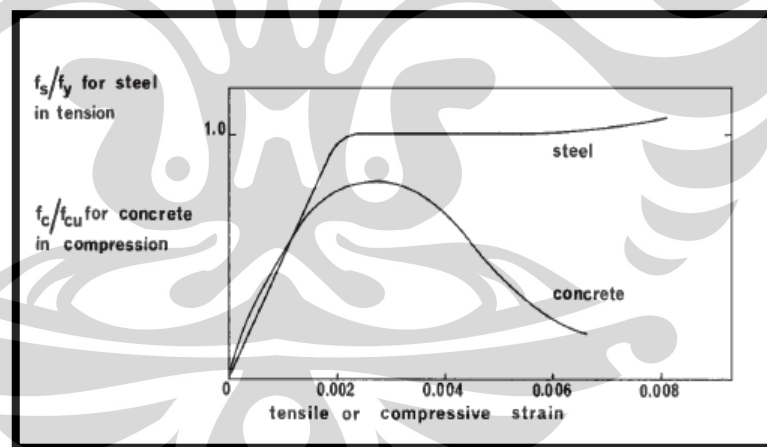


Gambar 2.2 Kurva Tegangan dan Regangan Baja

Berikut merupakan perbandingan sifat dan karakteristik antara baja dan beton yang dirangkum dalam tabel di bawah ini :

Tabel 2.1 Sifat dan Karakteristik Beton dan Baja

No.	Beton	Baja
1	Getas	Duktail
2	Modulus Elastisitas (21.720 Mpa)	Modulus Elastisitas (200.000 Mpa)
3	<i>Poisson's Ratio</i> (0,15-0,20)	<i>Poisson's Ratio</i> (0,30-0,50)
4	Koefisien Temperatur ($11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	Koefisien Temperatur ($12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
5	Kuat Tekan (9,31 Mpa)	Kuat Tekan (151,69 Mpa)
6	Kuat Tarik (0)	Kuat Tarik (151,69 Mpa)
7	Rangkak dan Susut	Tegangan Leleh/ <i>yield stress</i> , dimana terjadi pada saat regangan = 0,02 (2%)



Gambar 2.3 Gabungan Kurva Tegangan dan Regangan Beton dan Struktur Baja

2.2 TEORI PENAMPANG KOMPOSIT

Struktur komposit adalah struktur yang terbentuk dari gabungan material atau lebih, yang bekerja sebagai satu kesatuan untuk menahan beban. Struktur komposit yang sering digunakan hingga saat ini adalah struktur komposit baja-

beton. Untuk menambah kemampuan dari profil baja untuk menahan tekan, umumnya digunakan beton sebagai material komposit karena memiliki kemampuan menahan tekan yang sangat baik. Penampang gabungan ini dinamakan penampang komposit yang diharapkan berperilaku lebih baik dari pada material awalnya. Secara umum keuntungan dari perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan material komposit yaitu penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebih rendah, kekakuan lantai meningkat, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar, serta kapasitas pemikul beban meningkat.

Pada penelitian ini alasan digunakan material komposit ini yaitu selain yang disebutkan di atas material ini :

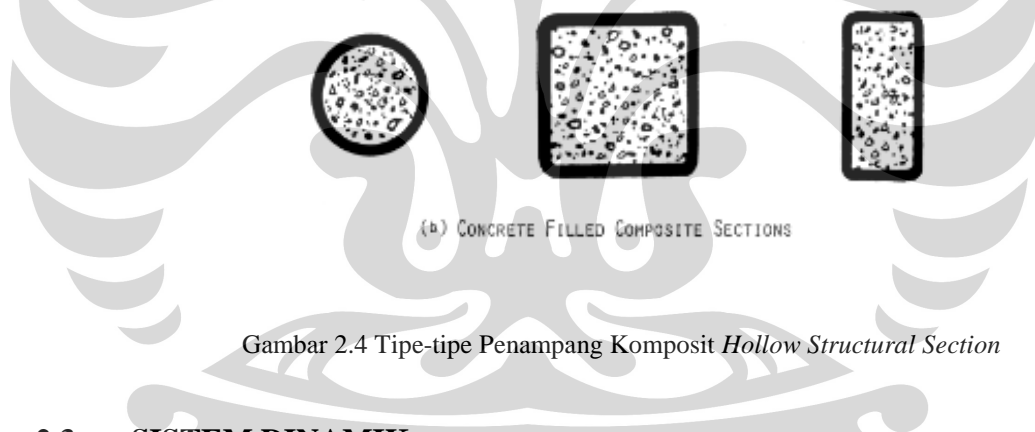
- Memiliki kekuatan dan kekakuan yang lebih besar sehingga dapat menahan beban yang lebih besar
- Berat yang lebih ringan
- Tahan terhadap korosi
- Memiliki biaya perakitan yang lebih murah karena berkurangnya jumlah komponen dan baut-baut penyambung.
- Struktur komposit lebih baik dalam mengatasi beban gempa yang terjadi pada suatu bangunan karena memadukan rigiditas dan formabilitas dari struktur beton dengan kecepatan pengerjaan dan struktur baja yang menghasilkan suatu produk struktur yang ekonomis.

Dikarenakan penelitian ini perlu memiliki sifat kenonlinearan pada materialnya, maka sifat non linear dari material beton dan baja perlu diperhatikan dalam perencanaan struktur karena perilaku elemen struktur pada daerah plastis sampai kondisi runtuhnya dapat menggambarkan perilaku *ductile* yang dimiliki oleh struktur.

Penampang komposit yang digunakan pada penelitian ini adalah *Rectangular Hollow Structural Section* (Pampang Baja persegi Beton) untuk kolom dan baloknya dengan pertimbangan penggunaannya yaitu :

1. Memiliki kekakuan pada kedua arah utama, hal ini cocok untuk struktur portal yang umumnya memiliki momen pada dua arah utama.
2. Bentuk penampang melintangnya efektif untuk menahan momen torsi bila dibandingkan dengan profil lain.

3. Bagian dalamnya yang diisi beton untuk menambah kekuatan struktur dan *fire resistance time*.
4. Tingginya kemampuan menerima beban sehingga dapat mereduksi dimensi dari balok/kolom dan menghasilkan pengurangan material yang dipergunakan.
5. Pada pemakaian di kolom/balok tidak membutuhkan penulangan dibagian betonnya, karena dinding baja dapat berfungsi sebagai tulangan, dan pelindung beton, sehingga beton di dalam baja persegi selalu dalam keadaan *confined*.
6. Perilaku kapasitas rotasi yang baik, dimana sangat menguntungkan untuk kebutuhan desain *ductile* gempa.
7. Meningkatkan daya dukung beban pada aksi komposit baja-beton, dan kekakuan bangunan lebih tinggi terhadap beban angin.



Gambar 2.4 Tipe-tipe Penampang Komposit *Hollow Structural Section*

2.3 SISTEM DINAMIK

Getaran merupakan gerakan isolasi dari benda yang disebabkan oleh gaya. Semua benda yang memiliki massa dan elastisitas dapat bergetar bila mendapat gangguan dari luar berupa gaya. Getaran dapat dibedakan menjadi dua yaitu getaran bebas dan getaran paksa.

➤ Getaran bebas

Getaran bebas adalah getaran yang terjadi bila suatu sistem tersebut tanpa ada gaya luar. Sistem ini akan memiliki frekuensi alaminya akibat getaran bebas yang dipengaruhi oleh besarnya massa dan kekakuan atau elastisitas.

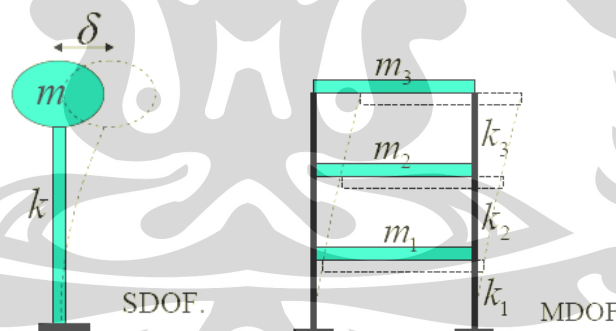
Getaran bebas terjadi ketika suatu struktur bergerak-gerak oleh kerja gaya yang tidak tergantung waktu.

➤ Getaran paksa

Getaran paksa adalah getaran akibat beban luar, sistem berisolasi pada frekuensi gaya luarnya. Sehingga pada sistem terdapat dua getaran akibat dua frekuensi yang bekerja, yaitu frekuensi alami sistem dan frekuensi gaya luar pada sistem. Getaran paksa terjadi bila gaya bolak-balik atau gerakan diterapkan pada sistem mekanis. Contohnya gempa bumi.

Jika frekuensi gaya luar sama dengan frekuensi alami sistem, maka pada sistem tersebut akan mengalami resonansi yang dapat menyebabkan getaran yang besar dan berbahaya bagi sistem. Maka perhitungan frekuensi alami sistem sangat mendasar dalam analisis getaran. Diperlukan pemodelan dalam menganalisa respon struktur terhadap beban gempa.

Pada bab ini, penulis akan memperkenalkan prinsip dari sistem dinamika struktur pada analisa respon gempa bumi yang dimulai dengan respon *Single Degree of Freedom (SDOF)* dilanjutkan dengan respon struktur *Multi Degree of Freedom (MDOF)*.

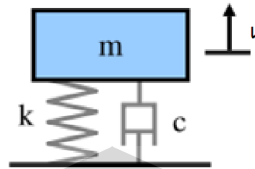


Gambar 2.5 Pemodelan SDOF dan MDOF

2.3.1 Sistem Dinamik dengan Satu Derajat Kebebasan

Struktur yang paling sederhana adalah struktur dengan satu derajat kebebasan. Pada bangunan dengan satu lantai, persamaan dinamikanya dengan satu derajat kebebasan. Persamaan gerak untuk sistem dengan satu derajat kebebasan atau yang dikenal dengan *single degree of freedom (SDOF)* dapat diperoleh dengan prinsip kesetimbangan dari gaya-gaya yang bekerja pada sistem tersebut.

Gaya yang bekerja pada sistem yaitu gaya luar (gaya dinamik lateral) dan gaya-gaya yang disebabkan oleh getaran pada sistem tersebut, yang dipengaruhi oleh gaya inersia, gaya redaman dan gaya elastis atau kekakuan yang bekerja pada sistem, seperti yang dimodelkan dibawah ini :



Dengan m adalah massa, k adalah kekakuan sistem, dan c adalah redaman.

Dari gambar di atas dapat dibuat persamaan kesetimbangan dari gaya-gaya yang bekerja pada sistem, yaitu :

$$F_I + F_D + F_S = F(t) \quad (2.1)$$

Dimana F_I adalah gaya Inersia, F_S adalah gaya elastis, F_D adalah gaya redaman, dan $F(t)$ adalah beban dinamik lateral yang bekerja pada sistem. Gaya inersia, gaya elastis atau pegas, dan gaya redaman dapat diperoleh dari persamaan berikut:

$$F_I = m\ddot{u}(t) \quad (2.2)$$

$$F_D = c \dot{u}(t) \quad (2.3)$$

$$F_S = ku(t) \quad (2.4)$$

Maka dengan mensubstitusi persamaan (2.2), (2.3) dan (2.4) ke dalam persamaan (2.1) maka persamaan gerak sistem dengan satu derajat kebebasan adalah :

$$m\ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad (2.5)$$

Dimana $\ddot{u}(t)$ = Percepatan fungsi dari waktu

$\dot{u}(t)$ = Kecepatan fungsi dari waktu

$u(t)$ = Perpindahan (*displacement*) fungsi dari waktu

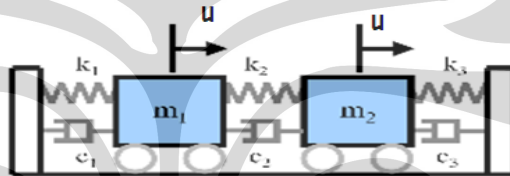
$F(t)$ = Beban dinamik lateral fungsi dari waktu

2.3.2 Sistem Dinamik dengan Banyak Derajat Kebebasan

Frekuensi alami yang dimiliki suatu struktur memiliki jumlah yang sama dengan jumlah derajat kebebasan pada suatu struktur. Sedangkan sebenarnya struktur memiliki jumlah derajat kebebasan yang tidak terhingga, maka untuk dapat memudahkan dalam menganalisa dan melakukan perhitungan dari struktur, derajat kebebasan yang terjadi pada struktur tersebut harus dibatasi. Cara

membatasi derajat kebebasan struktur ini adalah dengan memodelkan struktur dengan sistem lump mass dengan mengasumsikan bahwa derajat kebebasan yang terjadi pada struktur searah dengan gaya luar yang bekerja pada sistem tersebut. Pada pemodelan *lump mass* itu sebuah bangunan gedung jumlah derajat kebebasan sama dengan banyak lantai bangunan, dengan massa lantai dan beban-beban yang terjadi pada lantai yaitu beban mati dan beban mati dianggap menjadi satu massa yang terkumpul pada setiap lantai. Maka semakin banyak jumlah lantai maka akan semakin banyak jumlah derajat kebebasan pada suatu bangunan.

Persamaan gerak untuk sistem dengan banyak derajat kebebasan *multi degree of freedom* (MDOF), diperoleh dari prinsip keseimbangan gaya-gaya yang bekerja pada sistem tersebut yaitu gaya luar, gaya inersia, gaya elastik pegas, dan gaya redaman.



Pada sistem banyak derajat kebebasan, persamaan gerak yang terjadi dipengaruhi oleh letak setiap komponen. Pada gambar di atas merupakan sistem banyak derajat kebebasan dan dari gambar tersebut didapat persamaan geraknya sebagai berikut :

$$(k_1 + k_2)u_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_1 - k_2u_2 - c_2\dot{u}_2 + m_1\ddot{u}_1 = F_1(t) \quad (2.6)$$

$$(k_2 + k_3)u_2 + (c_2 + c_3)\dot{u}_2 - k_3u_3 - c_3\dot{u}_3 + m_2\ddot{u}_2 = F_2(t) \quad (2.7)$$

$$k_3u_3 + c_3\dot{u}_3 + m_3\ddot{u}_3 = F_3(t) \quad (2.8)$$

sedangkan dalam bentuk matriks :

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} u + \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2 + c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \dot{u} + \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \ddot{u} = F(t) \quad (2.9)$$

2.4 ANALISA STRUKTUR DINAMIK

Kerusakan struktur yang diakibatkan oleh gempa, diakibatkan oleh tidak mampunya struktur merespon getaran yang diakibatkan oleh gempa tersebut.

Selama ini analisa struktur yang dilakukan yaitu hanya dengan menggunakan beban statik. Seharusnya yang diperhitungkan adalah beban dinamik, karena beban akibat suatu getaran akan direspon menurut waktunya.

Dinamik dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu. Sehingga beban dinamik adalah setiap beban yang besar yang posisinya berubah-ubah menurut waktu. Pada perencanaan tahan gempa, istilah analisa dinamik dapat diartikan sebagai dua cara perhitungan, yaitu :

1. Superposisi mode atau superposisi ragam respon spektrum (*Response Spectra Analysis*). Pada metode analisis ini, respon struktur diasumsikan berada pada wilayah linear elastis, dan berubahnya waktu dihilangkan dari solusi ini.
2. Analisis riwayat waktu dari dua model matematis atau bangunan terhadap gaya gempa tertentu (*Time History Analysis*).

Analisa ragam respon spektrum sangat efektif untuk menghitung respon sembarang struktur yang linear elastis, sedangkan analisa riwayat waktu (*Time History*) dapat dipakai untuk bangunan-bangunan baik yang berada pada daerah linear maupun non linear. Untuk menghitung respon terhadap sembarang *loading history* (beban yang disebabkan oleh gempa bumi), harus dilakukan proses integrasi numerik dan analisa yang dilakukan langkah demi langkah dengan memakai kondisi pada akhir suatu interval waktu sebelumnya sebagai kondisi awal untuk menghitung interval waktu berikutnya.

Persamaan dinamik untuk gaya gempa adalah :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

Sedangkan untuk gaya gempa efektifnya yang merupakan beban luar yang bekerja ada gempa tersebut adalah :

$$P_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.11)$$

2.5 ANALISA STRUKTUR DINAMIK RIWAYAT WAKTU NON LINEAR (*NON LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS*)

Analisa riwayat waktu adalah suatu cara analisa dinamik struktur, dimana model matematik dari struktur dikarenakan riwayat waktu dari gempa-gempa hasil

pencatatan atau dari gempa-gempa tiruan. Analisa riwayat waktu juga merupakan suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur bangunan gedung yang berperilaku non linear terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana sebagai data masukan, di mana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metode integrasi bertahap.

Beban gempa merupakan fungsi dari waktu, sehingga respon yang terjadi pada struktur gedung juga tergantung dari waktu pembebanan. Akibat beban gempa rencana maka struktur akan berperilaku inelastik. Sesungguhnya, analisa dinamik riwayat waktu diterapkan untuk struktur linear (analisa elastis) maupun struktur non linear (analisa inelastis). Namun umumnya analisa ini digunakan untuk struktur non linear. Pada analisa ini, respon struktur yang didapatkan merupakan fungsi waktu yang didapatkan dengan mengintegrasikan langsung persamaan dinamik. Ada dua jenis metode yang dapat digunakan, yaitu metode analitik dan metode numerik. Salah satu metode integrasi analitik yang umum digunakan adalah integrasi *Duhamel*. Sedangkan untuk integrasi numerik ada banyak metode integrasi yang digunakan antara lain : metode *Euler*, *Runge Kutta*, *Domen Prince* dll. Pada analisa ini pun, struktur diidealisasikan sebagai suatu sistem yang non linear dengan memperhatikan kemungkinan degradasi *stiffness* atau penurunan kekakuan akibat beban berulang dan berbalik. Analisa non linear ini akan memperhitungkan perubahan kekakuan struktur selama terjadinya kerusakan selama terjadi gempa rencana.

Dari berbagai analisa dinamik non linear yang ada, maka analisa dinamik riwayat waktu (*time history*) merupakan analisa dinamik yang paling lengkap. Metode ini menirukan dan merekam tingkah laku sesungguhnya dari suatu bangunan terhadap suatu rekaman percepatan tanah yang berubah-ubah menurut waktu. Dengan mengerjakan suatu percepatan tanah pada suatu bangunan, analisa riwayat waktu (*time history*) akan menghasilkan nilai gaya geser lantai dan *displacement* yang bervariasi selama terjadi gempa rencana.

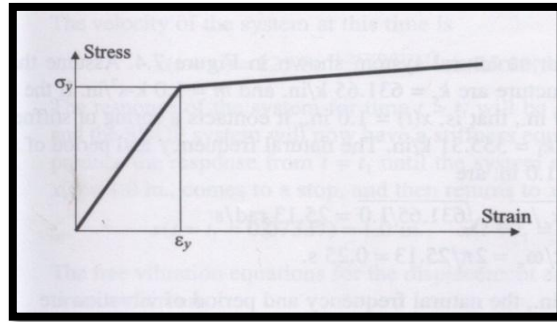
Data gempa pada analisa ini diambil dari akselerogram gempa masukan. Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respon dinamik linear dan non linear riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi,

dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 buah gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 18 Mei 1940 di California. Gempa El Centro dianggap sebagai standar karena akselerogramnya mengandung frekuensi yang lebar, tercatat pada jarak sedang dari pusat gempa dengan magnitudo yang sedang pula (tidak ekstrim).

Data riwayat waktu (akselerogram gempa) memegang peranan penting untuk mendapatkan hasil analisa dinamik yang akurat. Dengan demikian pemilihan data riwayat waktu ini harus sesuai dengan kondisi geologi, seismologi, dan target parameter pergerakan batuan dasar (*ground motion parameters*), seperti percepatan gempa maksimum, kandungan frekuensi, serta durasi.

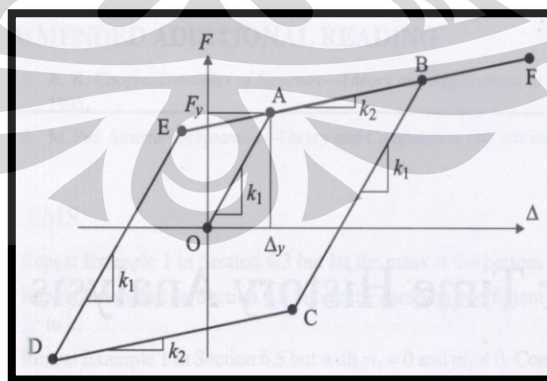
Akan tetapi terdapat kendala untuk mendapatkan data riwayat waktu di Indonesia, yaitu data riwayat waktu yang dimiliki Indonesia tidaklah representatif. Sehingga penulis menggunakan metode untuk mendapatkan data riwayat waktu yang pernah direkam di dekat lokasi yang ditinjau, karena metode yang dipilih memiliki kelebihan yaitu penulis dapat menganggap representatif untuk lokasi tinjauan karena data tersebut berasal dari gempa alami yang diakibatkan oleh mekanisme gempa dan kondisi geologi di sekitar lokasi tinjauan. Pada metode ini, data akselerogram (riwayat waktu) cukup diskalakan dengan faktor koreksi untuk menyesuaikan dengan hasil analisis hazard kegempaan.

Respon setiap struktur suatu bangunan terhadap gaya gempa akan menghasilkan deformasi pada satu atau lebih elemen struktural dimana akan melewati batas leleh (*yield limit*). Oleh karena itu, struktur suatu bangunan akan merespon gaya tersebut dalam suatu hubungan non linear antara gaya (*force*) dan deformasi. Penyelesaian matematika yang kompleks akan meluaskan linear menjadi non linear.



Gambar 2.6 Hubungan Tegangan vs Regangan

Dari balok kantilever baja pada gambar 2.6 diasumsikan dimana kurva tegangan vs regangan. Dari baja pada gambar 2.6 pada gaya yang makin besar hanya diberikan pada ujung dari batang menyebabkan pertambahan momen yang bertambah besar juga. Teori dari kekuatan material balok diasumsikan bahwa variasi dari regangan suatu material berbagai bentuk akan bernilai nol pada garis netral dan akan bertambah dalam hubungan yang linear dengan jarak terhadap garis netral. Hal demikian sering disebut "*plane cross-sections remain plane*". Oleh karena itu, gaya pada ujung dari kantilever semakin besar maka regangan pada baja juga ikut bertambah besar. Karena hubungan tegangan-regangan dari baja menunjukkan hubungan yang linear maka pada saat regangan mencapai regangan leleh (ϵ_y), hubungan dari gaya dan deformasi pada ujung kantilever merupakan fungsi linear.



Gambar 2.7 Aplikasi Gaya vs Defleksi Vertikal

Gambar 2.7 menunjukkan gaya vs defleksi vertikal pada ujung kantilever. Kurva pada area O-A merupakan kurva yang linear. Jika gaya lebih kecil dari F_y atau gaya leleh, maka regangan dari baja akan lebih kecil dari regangan leleh (ϵ_y) dan momen pada cross-section yang terjadi juga akan lebih kecil (M_y). Momen leleh (M_y) adalah momen yang dibutuhkan pada *cross section* dari baja untuk menghasilkan regangan pada baja dari garis netral sama dengan regangan leleh. Oleh karena itu, jika gaya yang diberikan lebih kecil dari gaya lelehnya atau dengan kata lain defleksi pada ujung kantilever lebih kecil dari defleksi leleh (Δ_y) maka respon dari struktur akan berbentuk respon yang linear. Pada kondisi dimana gaya melampaui F_y maka regangan pada baja akan melebihi ϵ_y . Momen yang disebabkan dari gaya pada *cross section* akan meningkat, maka defleksi yang terjadi juga akan naik dari titik A menuju B. Hubungan gaya-defleksi tidak mempengaruhi kekakuan (k_1) tetapi akan menciptakan suatu kekakuan yang baru (k_2). Jika suatu gaya dikurangi sebelum baja tersebut patah atau retak, maka hubungan gaya-defleksi ditunjukkan garis B-C. Kekakuan yang terjadi pada hubungan dapat dikatakan sebagai k_1 . Garis yang terjadi terus dari C-D, D-E dan E-F. Respon dari sistem seperti inilah yang disebut nonlinear karena kekakuan yang terjadi tidak selamanya sama dengan k_1 untuk semua amplitudo dari respon.

2.5.1 Respon *Single degree of freedom* dengan kekakuan nonlinear

Persamaan dari linear sistem SDOF adalah :

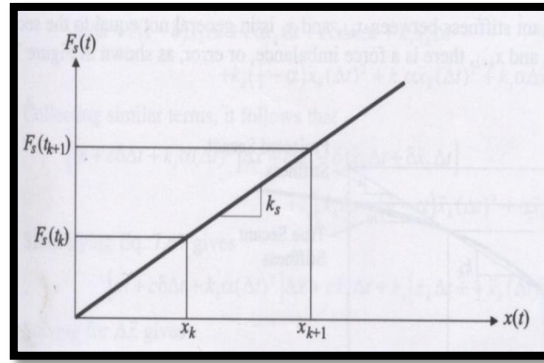
$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k_e u(t) = F_e(t) \quad (2.12)$$

Dimana k_e adalah kekakuan elastis untuk sistem linear, pada saat $t=t_k$ maka persamaan diatas dapat ditulis sebagai berikut :

$$m\ddot{u}_k + c\dot{u}_k + k_e u_k = F_k \quad (2.13)$$

Untuk penyederhanaan, $F_k = F_{ek} = F_e(t = t_k)$, pada saat $t = t_{k+1}$, maka

$$m\ddot{u}_{k+1} + c\dot{u}_{k+1} + k_e u_{k+1} = F_{k+1} \quad (2.14)$$



Gambar 2.8 Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (*secant stiffness*)

Pada saat pemilihan metode analisis yang akan digunakan (*constant acceleration method, Newmark β -method, dll*), variasi waktu pada percepatan antara waktu t_k dan waktu t_{k+1} dapat diasumsikan sebagai bentuk yang spesifik, untuk variasi kecepatan dan perpindahan antara waktu t_k dan waktu t_{k+1} diperoleh dari suatu integrasi atau penggabungan. Contohnya adalah pada saat percepatan diasumsikan konstan, maka percepatan akan sebagai berikut :

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}(t_k) = \ddot{u}_k, \quad t_k \leq t \leq t_{k+1} \quad (2.15)$$

Diikuti dengan

$$\dot{u}_{k+1} = \dot{u}_k + \ddot{u} \Delta t \quad (2.16)$$

$$u_{k+1} = u_k + \dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \quad (2.17)$$

Pada *Newmark β -method*, nilai \dot{u}_{k+1} dan u_{k+1} adalah

$$\dot{u}_{k+1} = \dot{u}_k + (1 - \delta) \ddot{u}_k \Delta t + \delta \ddot{u}_{k+1} \Delta t \quad (2.18)$$

$$u_{k+1} = u_k + \dot{u}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right) \ddot{u}_k (\Delta t)^2 + \alpha \ddot{u}_{k+1} (\Delta t)^2 \quad (2.19)$$

Persamaan (2.12) menunjukkan gaya pada sistem yang dapat ditunjukkan sebagai berikut:

$$F_i(t) + F_d(t) + F_s(t) = F_e(t) \quad (2.20)$$

Dimana F_i , F_d , dan F_s masing-masing menunjukkan gaya inersia, damping dan kekakuan deformasi yang berhubungan dengan sistem, atau dapat ditulis

$$F_i(t) = m\ddot{u}(t) \quad (2.21)$$

Oleh karena itu, gaya inersia merupakan fungsi linear dari percepatan karena massa, m , tidak berubah sesuai waktu. Begitu juga dengan *damping* atau peredam merupakan suatu fungsi linear dari kecepatan dimana $F_d(t) = c\dot{u}(t)$. Maka diketahui bahwa gaya berhubungan dengan kekakuan dari sistem, apabila sistem merupakan linear sistem maka

$$F_s(t) = k_e u(t) \quad (2.22)$$

Dimana k_e bukan fungsi dari $u(t)$. Gambar 2.8 menunjukkan suatu sistem linear dari garis lurus yang menunjukkan hubungan gaya dengan perpindahan. Nilai dari kekakuan dari sistem linear adalah :

$$k_s = \left[\frac{F_s(t_{k+1}) - F_s(t_k)}{u_{k+1} - u_k} \right] \quad (2.23)$$

Jika persamaan diatas terselesaikan, maka k_e bukan merupakan suatu konstanta karena gaya dari sistem kekakuan bukan merupakan suatu fungsi yang linear dari perpindahan. Solusi khusus dibutuhkan untuk menyelesaikan masalah kekakuan nonlinear tersebut. Lihat Persamaan (2.13), tetapi sekarang digunakan untuk kekakuan nonlinear. Persamaan (2.13) dapat ditulis sebagai berikut :

$$m\ddot{u}_k + c\dot{u}_k + k_e u_k = F_k \quad (2.24)$$

Demikian juga dengan persamaan (2.16), dapat ditulis :

$$m\ddot{u}_{k+1} + c\dot{u}_{k+1} + k_e u_{k+1} = F_{k+1} \quad (2.25)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.24) dan (2.25) maka :

$$m \left[\ddot{u}_{k+1} - \ddot{u}_k \right] + c \left[\dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k \right] + \left[F_s(u_{k+1}) - F_s(u_k) \right] = \left[F_{k+1} - F_k \right]$$

Dimana :

$$\Delta\ddot{u} = \ddot{u}_{k+1} - \ddot{u}_k \quad (2.26)$$

$$\Delta\dot{u} = \dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k \quad (2.27)$$

$$\Delta F = F_{k+1} - F_k \quad (2.28)$$

$$\Delta F = F_s(u_{k+1}) - F_s(u_k) \quad (2.29)$$

Dimana nilai t_k dan t_{k+1} dapat ditulis $\Delta(\cdot)$, maka persamaan menjadi

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + \Delta F_s = \Delta F \quad (2.30)$$

Jika variasi dalam kekakuan yang berhubungan dengan gaya antara u_k dan u_{k+1} diasumsikan sebagai suatu fungsi yang linear maka :

$$F_s(u_{k+1}) = F_s(u_k) + \left[\frac{F_s(u_{k+1}) - F_s(u_k)}{u_{k+1} - u_k} \right] (u_{k+1} - u_k) \quad (2.31)$$

Maka diperoleh nilai kekakuan, k_s sebagai berikut :

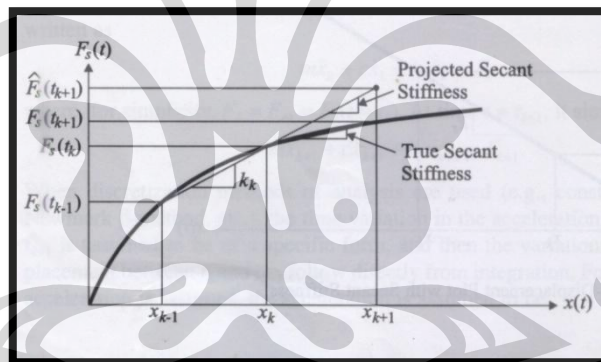
$$k_s = \left[\frac{F_s(u_{k+1}) - F_s(u_k)}{u_{k+1} - u_k} \right] = \frac{\Delta F_s}{\Delta u} \quad (2.32)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.31) kedalam persamaan (2.30) maka :

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + k_s\Delta u = \Delta F \quad (2.33)$$

Persamaan (2.33) dapat diselesaikan jika nilai k_s (*secant stiffness*) diketahui. Tetapi dalam hal ini, perpindahan (*displacement*) pada $t=t_{k+1}$ tidak diketahui. Prosedur untuk mendapatkan solusi untuk respon diharuskan memakai asumsi untuk nilai k_s dan dimana kemungkinannya adalah nilai k_s sama dengan nilai k_s yang digunakan pada tahap sebelumnya dapat disebut sebagai k_k .

$$k_s = k_k = \left[\frac{F_s(u_k) - F_s(u_{k-1})}{u_k - u_{k-1}} \right] \quad (2.34)$$



Gambar 2.9 Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (*secant stiffness*)

Karena nilai k_s antara u_{k-1} dan u_k tidak sama dengan nilai k_s antara u_k dan u_{k+1} maka terdapat gaya yang tidak seimbang atau *error* seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.9. Perlu diingat bahwa $F_s(t_{k+1})$ adalah daya yang sebenarnya dan total dari keseluruhan gaya adalah $\hat{F} = (t_{k+1})$, maka dengan mensubstitusikan ke persamaan (2.33).

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + k_k\Delta u = \Delta F \quad (2.35)$$

Metode percepatan konstan, *Newmark β -method* atau metode solusi numerikal yang lain dapat digunakan untuk menyelesaikan persamaan (2.33) atau (2.35). Sebagai contoh digunakan metode percepatan konstan. Untuk itu, persamaan (2.16) dan (2.17) dapat ditulis kembali

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k = \ddot{u}_k \Delta t \quad (2.36)$$

$$\Delta u = u_{k+1} - u_k = \dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \quad (2.37)$$

Substitusikan persamaan (2.36) dan (2.37) kedalam persamaan (2.33)

$$m \Delta \ddot{u} + c \left[\dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \right] + k_s \left[\dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \right] = \Delta F \quad (2.38)$$

Maka akan dihasilkan

$$\Delta \ddot{u} = \left(\frac{\Delta F}{m} \right) - \left(\frac{c}{m} \right) \left[\dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \right] - \left(\frac{k_s}{m} \right) \left[\dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \right] \quad (2.39)$$

Diikuti dengan nilai

$$u_{k+1} = u_k + \Delta u, \quad \dot{u}_{k+1} = \dot{u}_k + \Delta \dot{u}, \quad \ddot{u}_{k+1} = \ddot{u}_k + \Delta \ddot{u} \quad (2.40)$$

Nilai Δt berkurang, variasi dari perpindahan (*displacement*) juga berkurang dan perbedaan antara nilai dari *the true stiffness* dan *the project stiffness* juga akan berkurang. Perlu dicermati solusi untuk respon dapat diperoleh dengan menggunakan *Newmark β -method*. Dengan menulis kembali persamaan (2.18) dan (2.19)

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k = (1 - \delta) \ddot{u}_k \Delta t + \delta \ddot{u}_{k+1} \Delta t \quad (2.41)$$

$$\Delta u = u_{k+1} - u_k = \dot{u}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}_k (\Delta t)^2 + \alpha \ddot{u}_{k+1} (\Delta t)^2 \quad (2.42)$$

Substitusikan ke dalam persamaan (2.35)

$$m \Delta \ddot{u} + c \left[-\delta \ddot{u}_k \Delta t + \delta \ddot{u}_{k+1} \Delta t + k_s \left[\dot{u}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}_k (\Delta t)^2 + \alpha \ddot{u}_{k+1} (\Delta t)^2 \right] \right] = \Delta F \quad (2.43)$$

Perbandingan dari persamaan (2.38) dengan (2.43) menunjukkan perbedaan yang signifikan dimana persamaan (2.38) hanya terdapat massa yang tidak diketahui (i.e., $\Delta \ddot{u}$). Oleh karena itu persamaan (2.43) dikembangkan lebih lanjut sehingga dapat menghasilkan solusi yang diinginkan. Dari persamaan (2.26) sampai (2.29)

$$\ddot{u}_{k+1} = \ddot{u}_k + \Delta \ddot{u} \quad (2.44)$$

Substitusikan persamaan (2.44) kedalam persamaan (2.43)

$$\begin{aligned}
 & m\Delta\ddot{u} + c(1-\delta)\dot{u}_k\Delta t + c\delta\ddot{u}_k\Delta t + c\delta\Delta\ddot{u}\Delta t + k_s\dot{u}_k\Delta t + \\
 & k_s\left(\frac{1}{2}-\alpha\right)\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + k_s\alpha\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + k_s\alpha\Delta\ddot{u}(\Delta t)^2 = \Delta F
 \end{aligned} \tag{2.45}$$

Disederhanakan menjadi

$$\begin{aligned}
 & \left[m + c\delta\Delta t + k_s\alpha(\Delta t)^2 \right] \Delta\ddot{u} + c \left[-\delta\dot{u}_k\Delta t + \delta\ddot{u}_k\Delta t + \right. \\
 & \left. k_s\left[\dot{u}_k\Delta t + \left(\frac{1}{2}-\alpha\right)\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + \alpha\ddot{u}_k(\Delta t)^2 \right] \right] = \Delta F
 \end{aligned} \tag{2.46}$$

$$\left[m + c\delta\Delta t + k_s\alpha(\Delta t)^2 \right] \Delta\ddot{u} + c\dot{u}_k\Delta t + k_s\left[\dot{u}_k\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{u}_k(\Delta t)^2 \right] = \Delta F \tag{2.47}$$

Maka diperoleh nilai $\Delta\ddot{u}$:

$$\Delta\ddot{u} = \frac{\Delta F - c\dot{u}_k\Delta t - k_s\left[\dot{u}_k\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{u}_k(\Delta t)^2 \right]}{m + c\delta\Delta t + k_s\alpha(\Delta t)^2} \tag{2.48}$$

Persamaan (2.48) memberikan solusi untuk mencari nilai $\Delta\ddot{u}$, dengan menggunakan persamaan (2.41) dan (2.42) maka dapat mencari nilai Δu dan $\Delta\dot{u}$. Untuk nilai u_{k+1} dan \dot{u}_{k+1} dapat dicari dengan menggunakan persamaan (2.40). Karena nilai u_{k+1} sudah dapat ditentukan, maka selanjutnya dapat dicari nilai k_s . Nilai u_{k+1} dapat ditulis sebagai $u_{k+1}^{(1)}$, maka :

$$k_s^{(1)} = \left[\frac{F_s(u_{k+1}^{(1)}) - F_s(u_k)}{u_{k+1}^{(1)} - u_k} \right] \tag{2.49}$$

Solusi untuk nilai u_{k+1} (i.e., $u_{k+1}^{(1)}$) dapat diperoleh dengan menggunakan perhitungan untuk mencari nilai k_s dari nilai k_s pada tahap sebelumnya (persamaan (2.34)). Oleh karena itu, nilai $u_{k+1}^{(1)}$ merupakan nilai yang tidak pasti. Jika persamaan (2.49) digunakan dalam persamaan (2.43) sampai persamaan (2.48), maka akan didapatkan nilai untuk u_{k+1} . Hal ini menunjukkan suatu pengulangan dari suatu solusi. Jika nilai u_{k+1} , \dot{u}_{k+1} , dan \ddot{u}_{k+1} didapatkan secara berulang-ulang dimana nilainya mendekati nilai yang diperoleh pada solusi awal, lalu selanjutnya dapat menghitung respon pada t_{k+2} yang diberikan pada saat perhitungan respon t_{k+1} . Bagaimanapun, jika respon dari pengulangan dengan perubahan yang signifikan

mengubah u_{k+1} , \dot{u}_{k+1} , dan \ddot{u}_{k+1} , dan salah satu waktu yang lebih kecil bertambah maka diharuskan untuk menggunakan pengulangan yang kedua yang dapat disebut sebagai $u_{k+1}^{(2)}$

$$k_s^{(2)} = \left[\frac{F_s(u_{k+1}^{(2)}) - F_s(u_k)}{u_{k+1}^{(2)} - u_k} \right] \quad (2.50)$$

Perlu diingat jika terdapat error dalam perhitungan nilai u_{k+1} , \dot{u}_{k+1} , dan \ddot{u}_{k+1} akan berakibat pada perhitungan dalam tahap selanjutnya.

Newmark β -method dapat memberikan solusi dalam bentuk matriks. Dalam persamaan (2.48) menunjukkan suatu bilangan dimana menunjukkan dalam sistem SDOF terdapat natural frekuensi dari getaran ω_n dan rasio damping kritis ζ . Dalam sistem non linear, nilai dari k adalah tidak konstan oleh karena nilai dari $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ juga tidak konstan. Walau bagaimanapun, jika k_s dan c digunakan dalam ω_n dan ζ maka solusinya dapat ditunjukkan dalam bentuk matriks. Sebelumnya ditentukan:

$$\beta = m + c\delta\Delta t + k_s\alpha(\Delta t)^2 \quad (2.51)$$

Sehingga persamaan (2.48) menjadi sebagai berikut

$$\Delta\ddot{u} = \left(\frac{1}{\beta}\right)\Delta F - \left(\frac{k_s\Delta t}{\beta}\right)\dot{u}_k - \left(\frac{c\Delta t + \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\ddot{u}_k \quad (2.52)$$

Perlu diingat bahwa persamaan (2.52) sama dengan persamaan (2.39) pada saat nilai $\zeta = 0$ dan $\alpha = 0$. Percepatan pada waktu $k+1$ adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{k+1} &= \ddot{u}_k + \Delta\ddot{u} = \ddot{u}_k + \left(\frac{1}{\beta}\right)\Delta F - \left(\frac{k_s\Delta t}{\beta}\right)\dot{u}_k - \left(\frac{c\Delta t + \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\ddot{u}_k \\ \ddot{u}_{k+1} &= \left(\frac{1}{\beta}\right)\Delta F - \left(\frac{k_s\Delta t}{\beta}\right)\dot{u}_k - \left(\frac{\beta - c\Delta t + \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\ddot{u}_k \end{aligned} \quad (2.53)$$

Substitusi persamaan (2.53) kedalam persamaan (2.18) dan (2.19) maka dihasilkan

$$\begin{aligned} \dot{u}_{k+1} &= \ddot{u}_k + (1-\delta)\ddot{u}_k\Delta t + \delta\Delta t \left[\left(\frac{1}{\beta}\right)\Delta F - \left(\frac{k_s\Delta t}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\beta - c\Delta t - \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\ddot{u}_k \right] \\ &= \left(\frac{\delta\Delta t}{\beta}\right)\Delta F + \left(\frac{\beta - \delta k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\beta\Delta t - c\delta(\Delta t)^2 - \frac{1}{2}k_s\delta(\Delta t)^3}{\beta}\right)\ddot{u}_k \end{aligned} \quad (2.54)$$

$$\begin{aligned} u_{k+1} &= u_k + \dot{u}_k\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + \alpha(\Delta t)^2 \left[\left(\frac{1}{\beta}\right)\Delta F - \left(\frac{k_s\Delta t}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\beta - c\Delta t - \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\ddot{u}_k \right] \\ &= \left(\frac{\alpha(\Delta t)^2}{\beta}\right)\Delta F + u_k + \left(\frac{\beta\Delta t - k_s\alpha(\Delta t)^3}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\frac{1}{2}\beta(\Delta t)^2 - c\alpha(\Delta t)^3 - \frac{1}{2}k_s\alpha(\Delta t)^4}{\beta}\right)\ddot{u}_k \end{aligned} \quad (2.55)$$

Oleh karena itu, persamaan (2.51) dan (2.54-2.55) dapat ditampilkan dalam bentuk matriks menjadi :

$$\begin{Bmatrix} u_{k+1} \\ \dot{u}_{k+1} \\ \ddot{u}_{k+1} \end{Bmatrix} = F_N^{(n)} \begin{Bmatrix} u_k \\ \dot{u}_k \\ \ddot{u}_k \end{Bmatrix} + H_N^{(n)} \Delta F \quad (2.56)$$

Dimana :

$$F_N^{(n)} = \frac{1}{\beta} \begin{bmatrix} \beta & \beta\Delta t - k_s\alpha(\Delta t)^3 & \frac{1}{2}\beta(\Delta t)^2 - c\alpha(\Delta t)^3 - \frac{1}{2}k_s\alpha(\Delta t)^4 \\ 0 & \beta - \delta k_s(\Delta t)^2 & \beta\Delta t - c\delta(\Delta t)^2 - \frac{1}{2}k_s\delta(\Delta t)^3 \\ 0 & -k_s\Delta t & \beta - c\Delta t - \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2 \end{bmatrix} \quad (2.57)$$

$$H_N^{(n)} = \frac{1}{\beta} \begin{Bmatrix} \alpha(\Delta t)^2 \\ \delta\Delta t \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2.58)$$

Nilai (n) mengekspresikan *nonlinear time history analysis*. Sehingga :

$$q_k = \begin{Bmatrix} u_k \\ \dot{u}_k \\ \ddot{u}_k \end{Bmatrix} \quad (2.59)$$

Lalu persamaan (2.56) menjadi :

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} \Delta F = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} F_{k+1} - H_N^{(n)} F_k \quad (2.60)$$

Jika SDOF ditimbulkan oleh gerakan bawah gempa, maka persamaan (2.55) tetap benar dengan matriks $H_N^{(n)}$ dan ΔF diganti menjadi $H_N^{(nEQ)}$ dan Δa , dimana :

$$H_N^{(nEQ)} = - \begin{pmatrix} m \\ \beta \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha(\Delta t)^2 \\ \delta \Delta t \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2.61)$$

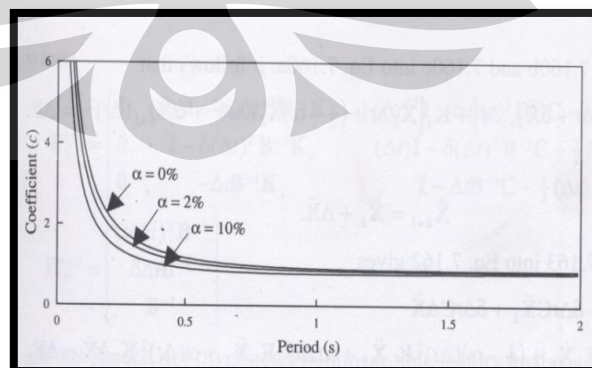
Maka persamaan (2.60) menjadi

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(nEQ)} a_{k+1} - H_N^{(nEQ)} a_k \quad (2.62)$$

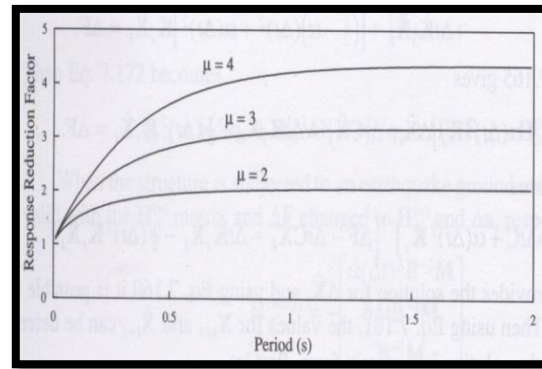
2.5.2 Respon *Multi degree of freedom* dengan kekakuan nonlinear

Dengan menganggap bahwa solusi dari respon *Multi degree of freedom* dari sistem kebebasan dimana setiap dari elemen dalam matriks kekakuan memiliki hubungan gaya nonlinear terhadap defleksi. Persamaan matriks dari pergerakan untuk *Multi degree of freedom* adalah

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + \mathbf{K}(U)\bar{U}(t) = -Ma(t) \quad (2.63)$$



Gambar 2.10 Koefisien c sebagai Fungsi dari Periode natural dari Getaran dan Koefisien Perkerasan Regangan (Krawinkler dan Nassar)



Gambar 2.11 Faktor Perkurangan Respo ($R_{d\mu}$) sebagai Fungsi dari Periode Natural dari Getaran dengan $\alpha = 0\%$ (Krawinkler dan Nassar)

Matriks kekakuan $K(U)$ merupakan suatu yang konstan, oleh karena itu dapat ditulis $K(U) = K$, dimana bukan suatu fungsi U dan oleh karena itu bukan suatu fungsi dari waktu. Dengan menganggap matriks kekakuan menjadi suatu fungsi dari posisi yang ditentukan dari sebuah struktur, maka $U(t)$.

Solusi untuk respon diperoleh dengan menggunakan *Newmark- β -method*,

$$M\ddot{U}_{k+1} + C\dot{U}_{k+1} + KU_{k+1} = F_{k+1} \quad (2.64)$$

$$\dot{U}_{k+1} = \dot{U}_k + (1-\delta)\ddot{U}_k \Delta t + \delta\ddot{U}_{k+1} \Delta t \quad (2.65)$$

$$U_{k+1} = U_k + \dot{U}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{U}_k (\Delta t)^2 + \alpha\ddot{U}_{k+1} (\Delta t)^2 \quad (2.66)$$

Persamaan (2.64) menunjukkan persamaan kesetimbangan dinamik dari perpindahan untuk kasus dimana matriks kekakuan K bukan fungsi dari U . untuk kasus dimana kekakuan tergantung pada perpindahan U , maka persamaan diatas harus ditulis dalam bentuk sebagai berikut:

$$M\Delta\ddot{U} + C\Delta\dot{U} + K_s\Delta U = \Delta F \quad (2.67)$$

$$\Delta\dot{U} = (1-\delta)\ddot{U}_k \Delta t + \delta\ddot{U}_{k+1} \Delta t \quad (2.68)$$

$$\Delta U = \dot{U}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{U}_k (\Delta t)^2 + \alpha\ddot{U}_{k+1} (\Delta t)^2$$

(2.69)

Dimana nilai K_s menunjukkan kekakuan yang berhubungan dengan perpindahan dari bentuk U_k menjadi U_{k+1}

$$\begin{aligned}\Delta U &= U_{k+1} - U_k, \quad \Delta \dot{U} = \dot{U}_{k+1} - \dot{U}_k, \\ \Delta \ddot{U} &= \ddot{U}_{k+1} - \ddot{U}_k, \quad \Delta F = F_{k+1} - F_k\end{aligned}\quad (2.70)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.68) dan (2.69) kedalam persamaan (2.67) maka akan diperoleh persamaan sebagai berikut

$$\begin{aligned}M\Delta\ddot{U} + C\left[-\delta\ddot{U}_k\Delta t + \delta\ddot{U}_{k+1}\Delta t + \right. \\ \left. K_s\left[\dot{U}_k\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{U}_k(\Delta t)^2 + \alpha\ddot{U}_{k+1}(\Delta t)^2\right]\right] = \Delta F\end{aligned}\quad (2.71)$$

Dari persamaan (2.70)

$$\ddot{U}_{k+1} = \ddot{U}_k + \Delta\ddot{U}\quad (2.72)$$

Disubstitusi kedalam persamaan (2.71) dan (2.72) maka diperoleh

$$\begin{aligned}\left[M + \delta\Delta t C + \alpha(\Delta t)^2 K_s\right]\Delta\ddot{U} + \\ \Delta t C U_k + \Delta t K_s \dot{U}_k + \frac{1}{2}(\Delta t) K_s \ddot{U}_k = \Delta F\end{aligned}\quad (2.73)$$

Maka diperoleh nilai $\Delta\ddot{U}$

$$\Delta\ddot{U} = \left[M + \delta\Delta t C + \alpha(\Delta t)^2 K_s\right]^{-1} \left[\Delta F - \Delta t C \ddot{U}_k - \Delta t K_s \dot{U}_k - \frac{1}{2}(\Delta t)^2 K_s \ddot{U}_k\right]\quad (2.74)$$

Persamaan (2.74) memiliki solusi untuk nilai $\Delta\ddot{U}$ dan menggunakan persamaan (2.69)-(2.71) maka dimungkinkan untuk mencari nilai ΔU dan $\Delta\dot{U}$. Dengan menggunakan persamaan (2.70) nilai dapat diperoleh solusi untuk nilai U_{k+1} dan \dot{U}_{k+1} .

Untuk mengubah solusi tersebut kedalam bentuk matriks maka

$$B = M + \delta\Delta t C + \alpha(\Delta t)^2 K_s\quad (2.75)$$

Maka persamaan (2.74) menjadi

$$\Delta\ddot{U} = B^{-1} \Delta F - B^{-1} K_s \ddot{U}_k - \left[\Delta t B^{-1} C + \frac{1}{2}(\Delta t)^2 B^{-1} K_s\right] \ddot{U}_k\quad (2.76)$$

Percepatan untuk langkah pertama k+1 adalah

$$\begin{aligned}\ddot{U}_{k+1} &= \ddot{U}_k + \Delta\ddot{U} \\ &= \ddot{U}_k + B^{-1} \Delta F - B^{-1} K_s \ddot{U}_k - \left[\Delta t B^{-1} C + \frac{1}{2}(\Delta t)^2 B^{-1} K_s\right] \ddot{U}_k\end{aligned}$$

$$= \mathbf{B}^{-1} \underline{\Delta F} - \mathbf{B}^{-1} K_s \underline{\dot{U}}_k + \left[I - \Delta t B^{-1} C - \frac{1}{2} (\Delta t)^2 B^{-1} K_s \right] \underline{\ddot{U}}_k \quad (2.77)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.77) kedalam persamaan (2.67)-(2.69) maka :

$$\underline{\dot{U}}_{k+1} = \mathbf{B}^{-1} \underline{\Delta F} - \mathbf{B}^{-1} K_s \underline{\dot{U}}_k + \left[\mathbf{I} - \delta(\Delta t) B^{-1} C - \frac{1}{2} \delta(\Delta t)^2 B^{-1} K_s \right] \underline{\ddot{U}}_k \quad (2.78)$$

$$\underline{U}_{k+1} = \alpha(\Delta t)^2 B^{-1} \underline{\Delta F} + \underline{U}_k + \left[\mathbf{I} - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} K_s \right] \underline{\dot{U}}_k + \left[\frac{1}{2} (\Delta t)^2 I - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} C - \frac{1}{2} \alpha(\Delta t)^4 B^{-1} K_s \right] \underline{\ddot{U}}_k \quad (2.79)$$

oleh karena itu, dengan mengubah persamaan (2.77), (2.78) dan (2.79) kedalam bentuk matriks, maka diperoleh :

$$\begin{Bmatrix} \underline{U}_{k+1} \\ \underline{\dot{U}}_{k+1} \\ \underline{\ddot{U}}_{k+1} \end{Bmatrix} = F_N^{(n)} \begin{Bmatrix} \underline{U}_k \\ \underline{\dot{U}}_k \\ \underline{\ddot{U}}_k \end{Bmatrix} + H_N^{(n)} \underline{\Delta F} \quad (2.80)$$

Dimana :

$$F_N^{(n)} = \begin{bmatrix} I & (\Delta t)I - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} K_s & \frac{1}{2} (\Delta t)^2 I - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} C - \frac{1}{2} \alpha(\Delta t)^4 B^{-1} K_s \\ 0 & I - \delta(\Delta t) B^{-1} K_s & (\Delta t)I - \delta(\Delta t)^2 B^{-1} C - \frac{1}{2} \delta(\Delta t)^3 B^{-1} K_s \\ 0 & -(\Delta t) B^{-1} K_s & I - \Delta t B^{-1} C - \frac{1}{2} (\Delta t)^2 B^{-1} K_s \end{bmatrix}$$

$$H_N^{(n)} = \begin{bmatrix} \alpha(\Delta t)^2 B^{-1} \\ \delta \Delta t B^{-1} \\ B^{-1} \end{bmatrix} \quad (2.81)$$

Dan (n) dinotasikan sebagai analisa *Nonlinear Time History*

$$q_k = \begin{Bmatrix} \underline{U}_k \\ \underline{\dot{U}}_k \\ \underline{\ddot{U}}_k \end{Bmatrix}$$

Persamaan (2.80) menjadi

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} \underline{\Delta F} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} F_{k+1} - H_N^{(n)} F_k \quad (2.82)$$

Jika struktur diperlakukan ke pergerakan tanah gaya gempa, persamaan (19) masih tetap akurat dengan matriks $H_N^{(n)}$ dan ΔF berubah menjadi $H_N^{(nEQ)}$ dan Δa , dimana :

$$H_N^{(nEQ)} = - \begin{bmatrix} \alpha(\Delta t)B^{-1}M \\ \delta\Delta tB^{-1}M \\ B^{-1}M \end{bmatrix} \quad (2.83)$$

Maka persamaan (2.83) menjadi

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(nEQ)} a_{k+1} - H_N^{(nEQ)} a_k \quad (2.84)$$

Perlu diingat bahwa matriks $F_N^{(n)}$ dan $H_N^{(nEQ)}$ pada persamaan (2.84) merupakan fungsi terhadap waktu dan oleh karena itu matriks tersebut harus dihitung pada setiap langkah waktunya. Dan juga, perlu diingat bahwa perhitungan dari nilai matriks $F_N^{(n)}$ dan $H_N^{(nEQ)}$ membutuhkan inverse dari matriks B pada setiap langkah waktunya. Akhirnya saat metode percepatan konstan metode digunakan (i.e., $\delta=0$ dan $\alpha=0$) maka persamaan (2.75), (2.81) dan (2.83) menjadi :

$$B = M + (0)\Delta tC + (0)(\Delta t)^2 K_s = M \quad (2.85)$$

$$F_N^{(n)} = \begin{bmatrix} I & (\Delta t)I & \frac{1}{2}(\Delta t)^2 I \\ 0 & I & (\Delta t)I \\ 0 & -\Delta tM^{-1}K_s & I - \Delta tM^{-1}C - \frac{1}{2}(\Delta t)^2 M^{-1}K_s \end{bmatrix} \quad (2.86)$$

$$H_N^{(n)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ M^{-1} \end{bmatrix}, \quad H_N^{(nEQ)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -I \end{bmatrix} \quad (2.87)$$

2.6 METODE NUMERIK

Ada beberapa metode numerik yang dapat digunakan dalam mengerjakan analisa respon dinamik dari SDF sistem. Penggunaan metode numerik dalam pengerjaan sebuah metode haruslah memenuhi beberapa syarat. Pengerjaan tersebut haruslah :

- Akurat
- Konvergen
- Stabil
- Dapat diaplikasikan pada computer

Pada pembahasan subbab 2.5 yang menjelaskan mengenai rumusan permasalahan dalam menyelesaikan persamaan numerik dari analisa dinamik non linear, maka berdasarkan rumusan tersebut metode yang digunakan adalah *Newmark β -method*.

Metode Integrasi Numerik Newmark adalah metode waktu bertahap (*timestepping Methods*) . Parameter β dan γ mendefinisikan variasi percepatan selama pertambahan waktu yang ditentukan dan menentukan stabilitas dan keakuratan metode ini. Pada umumnya pemilihan nilai untuk γ adalah $\frac{1}{2}$ dan $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ tergantung dari cara pandang, termasuk ketepatan. Dua jenis metode Newmark yang sering digunakan adalah :

1. Metode Percepatan Rata-Rata (*average acceleration*)

Pada metode percepatan rata-rata diasumsikan bahwa percepatan yang terjadi adalah percepatan yang telah dirata-ratakan. Sehingga tidak ada perubahan percepatan di setiap waktunya ($\ddot{u}(t_i) = \ddot{u}(t_{i+n})$).

2. Metode Percepatan Linier (*linear acceleration*)

Pada Metode percepatan linear, percepatan yang digunakan terus berubah berdasarkan waktu. Sehingga membentuk sebuah grafik linear.

Dari kedua metode di atas digunakan metode percepatan rata-rata konstan dimana γ adalah 0.5 dan β adalah 0.25. Karena pada pembahasan skripsi ini percepatan yang diberikan adalah percepatan gempa yang berulang dan tidak linear (non-linear), maka metode yang digunakan adalah *Newmark's Methode Nonlinear Systems*.

2.7 DESAIN KAPASITAS

Struktur bangunan pada dasarnya mempunyai kekakuan lateral yang beraneka ragam sehingga mempunyai waktu getar alami yang berbeda-beda pula. Oleh karenanya, respon percepatan maksimum suatu struktur tidak selalu sama besar dengan percepatan getaran gempa. Mengingat kemungkinan besarnya gaya inersia gempa yang bekerja pada titik pusat massa bangunan, maka tidaklah ekonomis untuk merencanakan suatu struktur-struktur umum sedemikian kuatnya sehingga tetap berperilaku elastis saat digempa melanda. Pada dasarnya struktur didesain agar tidak rusak saat ketika terjadi gempa kecil dan sedang, tetapi saat dilanda gempa kuat, struktur tersebut masih mampu berperilaku duktail dengan memancarkan energi dan membatasi beban gempa yang masuk ke struktur tersebut.

Konsep desain kapasitas adalah suatu filosofi persamaan gempa yang berupaya untuk mengatur atau mengendalikan pembentukan sendi-sendi plastis pada struktur¹. Hal ini dilakukan agar saat terjadi gempa yang kuat, struktur dapat berperilaku memuaskan dan tidak runtuh. Guna menjamin terjadinya mekanisme goyangan dengan pembentukan sebagian besar sendi plastis² pada balok, maka konsep desain kapasitas diterapkan agar kolom-kolom portal lebih kuat dari balok-baloknya. Hal lain yang harus diperhatikan yaitu mengenai keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas harus dihindari terlebih dahulu dari kegagalan akibat lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi yang cukup besar.

Pada prinsipnya, dengan konsep desain kapasitas elemen-elemen utama penahan beban gempa dapat dipilih, direncanakan dan didetail sedemikian rupa, sehingga memancarkan energi gempa dengan deformasi inelastis yang cukup besar tanpa runtuh. Sedangkan elemen-elemen lainnya diberi kekuatan yang cukup saat terjadi gempa kuat.

2.8 REDAMAN

Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (energi dissipasi) oleh struktur akibat adanya berbagai macam sebab. Beberapa penyebab itu antara lain adalah pelepasan energi oleh adanya gerakan antar molekul di dalam material,

pelepasan energi oleh gesekan alat penyambung maupun sistem dukungan, pelepasan energi oleh adanya gesekan dengan udara dan pada respon inelastis pelepasan energi juga terjadi akibat adanya sendi plastis. Karena redaman berfungsi melepaskan energi maka hal ini akan mengurangi respon struktur.

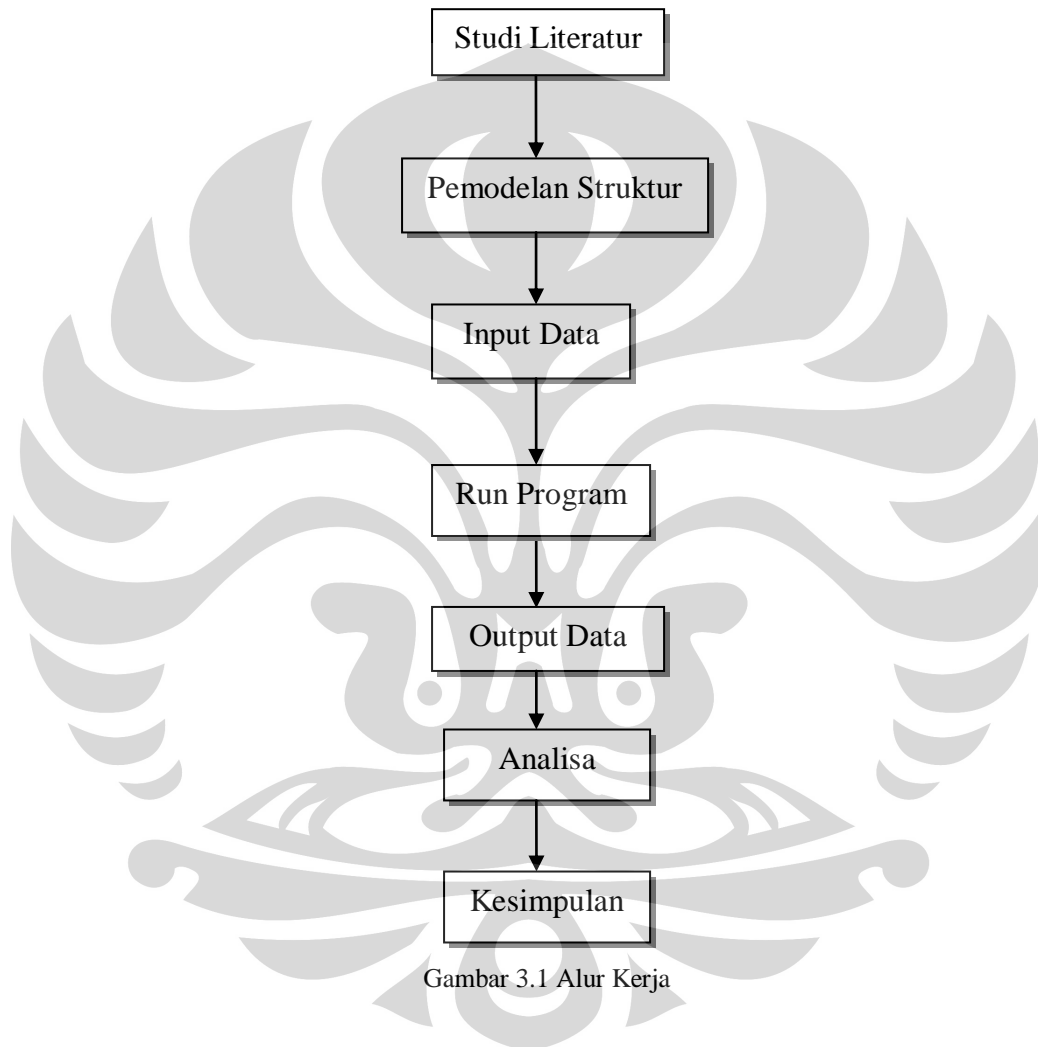
-
1. Kusuma, Gideon & Andriono, Takim, "*Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa*", Erlangga, 1993. (Hal.8)
 2. Sendi Plastis adalah titik/tempat perlemahan dari suatu elemen struktur yang mana sudah berdeformasi inelastis.



BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

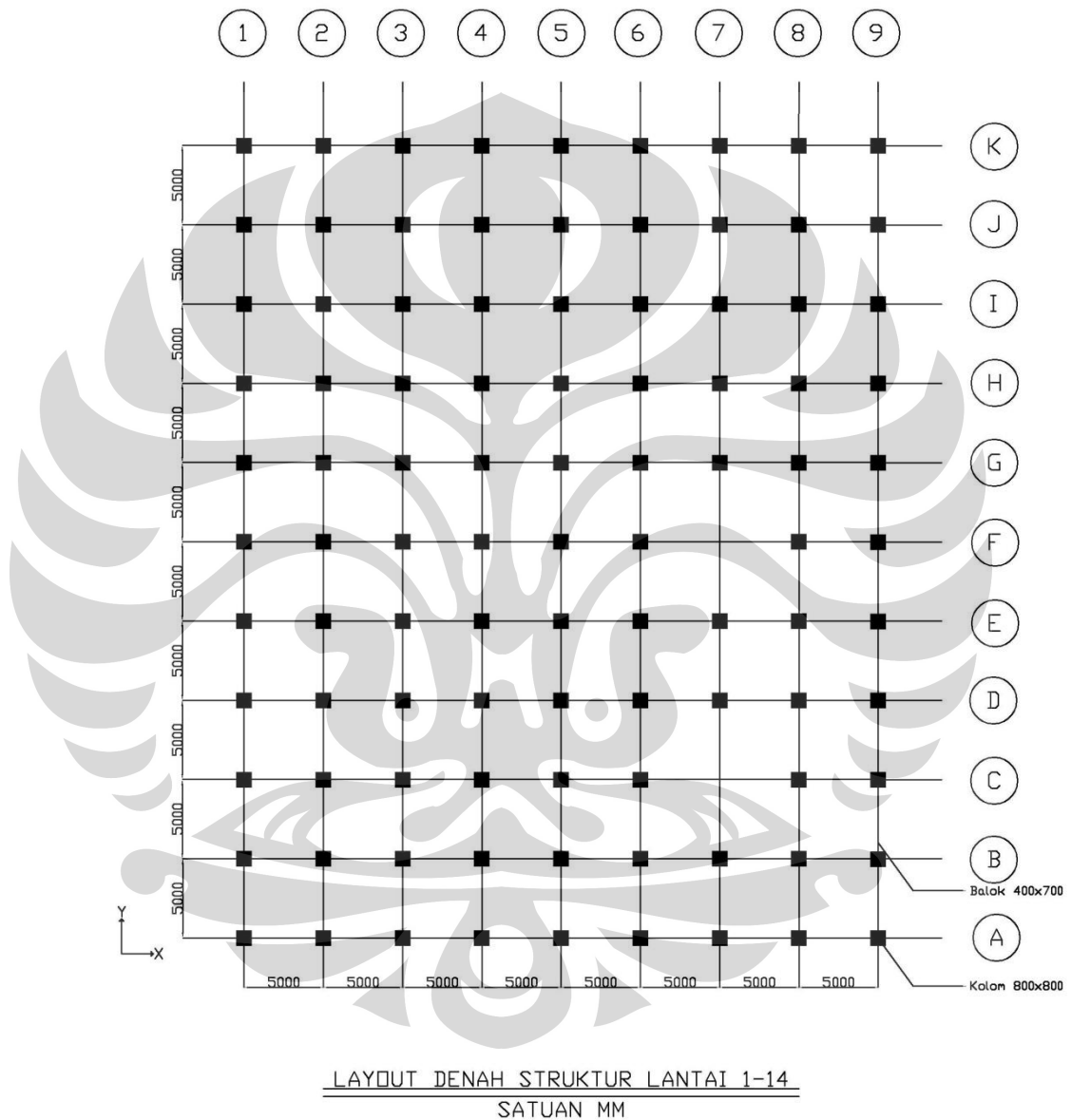
Pada bab ini akan dijelaskan mengenai alur pengerjaan dari penelitian yang penulis lakukan. Program yang digunakan dalam penelitian ini adalah SAP 2000. Dan alur kerja secara umum dapat dilihat sebagai berikut :



Pada pemodelan struktur ini memiliki batasan-batasan yang meliputi modelisasi struktur hanya untuk struktur atas, tidak termasuk pondasi ; elemen non-struktural seperti dinding partisi serta elemen struktur sekunder seperti tangga tidak termasuk dalam pemodelan.

3.1 Input Program

Penelitian diobjekkan pada struktur bangunan rumah sakit yang terdiri dari 14 lantai. Struktur atas diidealisasikan atas 3 elemen utama yaitu kolom, balok, dan pelat yang berfungsi mendukung beban vertikal (gravitasi). Berikut ilustrasi denah struktur dari bangunan rumah sakit ini :



Gambar 3.2 Denah Struktur Lantai 1-14

3.1.1 Input Data Struktur

Beberapa hal yang digunakan dalam pemodelan struktur pada program SAP2000 antara lain :

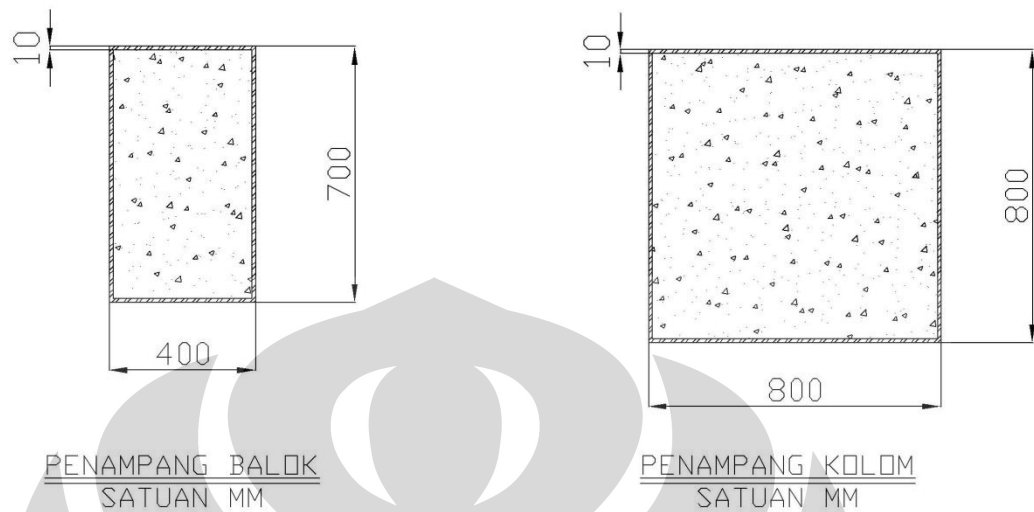
1. Bangunan yang akan dianalisa memiliki fungsi sebagai rumah sakit. Bangunan ini dalam ketentuan *IBC_ICC* 2006 merupakan bangunan yang memiliki faktor keutamaan $I = 1.5$. Bangunan ini dimodelkan sebagai struktur 3 dimensi dimana modelisasi hanya dilakukan pada struktur atas, sehingga pondasi struktur tidak termasuk dalam pemodelan ini. Dan perletakan yang dipakai adalah *fix restrained* (perletakan jepit) pada ujung-ujung kolom lantai 1.
2. Tinggi Lantai 1 yaitu 5 m, dan tinggi lantai tipikal yaitu dari lantai 2-14 adalah 4 m.
3. Kolom menggunakan material Komposit Baja Persegi Beton (*Rectangular Hollow Section*) dengan dimensi 80 x 80 cm untuk seluruh lantai.
4. Balok menggunakan material Komposit Baja Persegi Beton (*Rectangular Hollow Section*) dengan dimensi 40 x 70 cm untuk seluruh lantai.
5. Pelat dimodelkan sebagai pelat shell type membrane dan rigid diaphragm karena lantai dianggap kaku terhadap beban kerja horizontal. Pelat lantai memiliki ketebalan 120 mm untuk keseluruhan lantai.
6. Sambungan balok-kolom (*beam-column joint*) diasumsikan tersambung sempurna (*rigid*).

3.1.2 Input Properti Material

Properti material yang digunakan dalam pemodelan bangunan ini yang akan diinput ke program SAP2000 adalah sebagai berikut :

- Jenis Material : Other (Komposit Baja Persegi Beton)
yang didefine melalui *section designer*.
- Berat Jenis (γ_c) : Beton sebagai *base material* 24 kN/m²
- Kuat Tekan Beton (f_c') : 35 Mpa
- E_c : $4700\sqrt{f_c'} = 27805,575$ Mpa
- F_y : 413 Mpa

Untuk mengetahui tipe penampang yang akan didefine di *section designer*, berikut merupakan penampang balok komposit serta kolom kompositnya :



Gambar 3.3 Penampang Komposit yang Digunakan

3.1.3 Input Pembebanan

Dalam penelitian ini, struktur komposit bangunan rumah sakit sebelum diberikan beban gempa dan dianalisis respons strukturnya, ditentukan beban statik seperti beban mati (misal : berat sendiri) dan beban hidup. Namun beban-beban ini tidak dimasukkan dalam analisis dinamik riwayat waktu, tetapi tetap diperhitungkan dalam perhitungan massa total bangunan. Pembebanan ini diambil dalam peraturan *International Building Code 2006* yang meliputi:

1. Beban Mati

a. Beban Mati pada Atap

- Berat lapisan waterproofing = 0,24 kN/m²
 - Berat Adukan Semen+Spesi (7 cm) = 1,47 kN/m²
 - Berat M/E = 0,5 kN/m² +
- Total = 2,21 kN/m²

b. Beban Mati pada Lantai

- Berat Lantai Keramik (2 cm) = 0,48 kN/m²
- Berat Adukan Semen+Spesi (5 cm) = 1,05 kN/m²
- Berat M/E = 0,5 kN/m²

$$\begin{aligned} \text{➤ Berat Langit-langit\&Penggantung} &= 0,18 \text{ kN/m}^2 + \\ \text{Total} &= 2,21 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

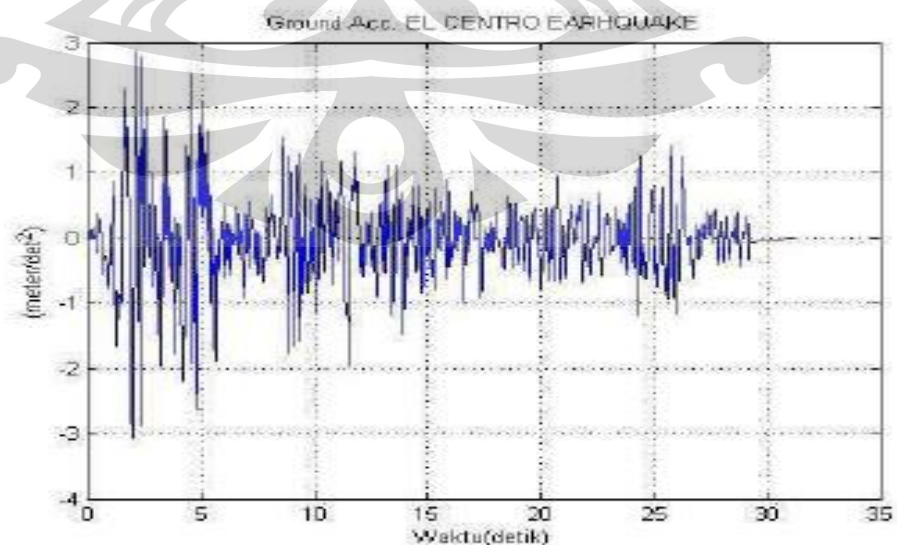
- Koridor di atas Lantai 1 = 3,832 kN/m²
- Ruang Operasi & Lab & Klinik Gigi (Lantai 1-4) = 2,874 kN/m²
- Ruang pasien & Bangsal (Lantai 5-13) = 1,916 kN/m²
- Beban Helipad = 1,916 kN/m²

3. Beban Gempa

Peninjauan beban gempa pada struktur bangunan ini digunakan 4 akselerogram yang berbeda untuk dianalisis dengan analisa riwayat waktu. Salah satu akselerogram yang harus digunakan adalah akselerogram Gempa El Centro N-S yang terjadi pada tahun 1940 di California. Hali ini dilakukan agar mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi tempat struktur bangunan tersebut berada.

Berikut ke empat akselerogram yang digunakan untuk dapat di input di program SAP2000 yaitu :

- Beban Gempa El Centro Earthquake
 - Tanggal : 18 Mei 1940
 - Jumlah Data : 1500 data
 - Selang Waktu Per Data : 0.02 detik
 - Total Waktu : 30 detik



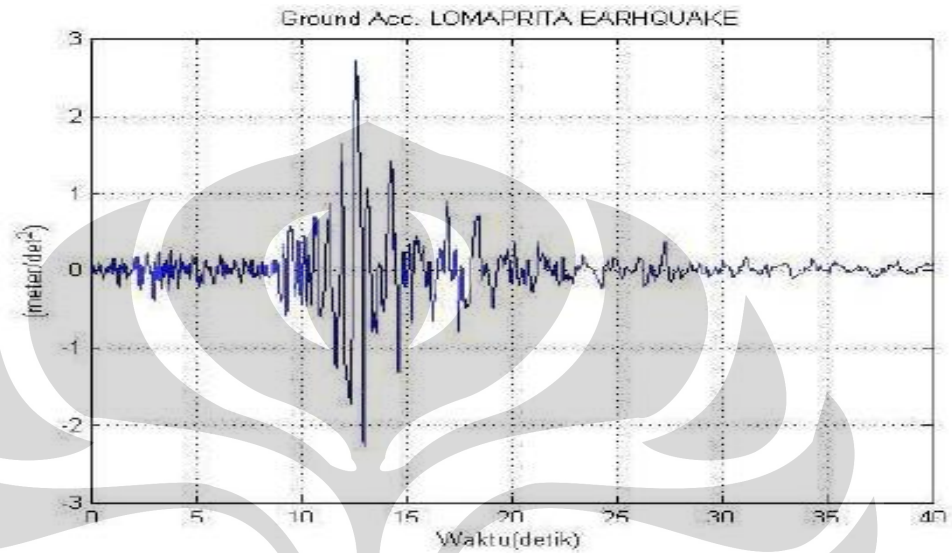
➤ Beban Gempa Loma Prieta Earthquake

Tanggal : 17 Oktober 1989

Jumlah Data : 1500 data

Selang Waktu Per Data : 0.02 detik

Total Waktu : 30 detik



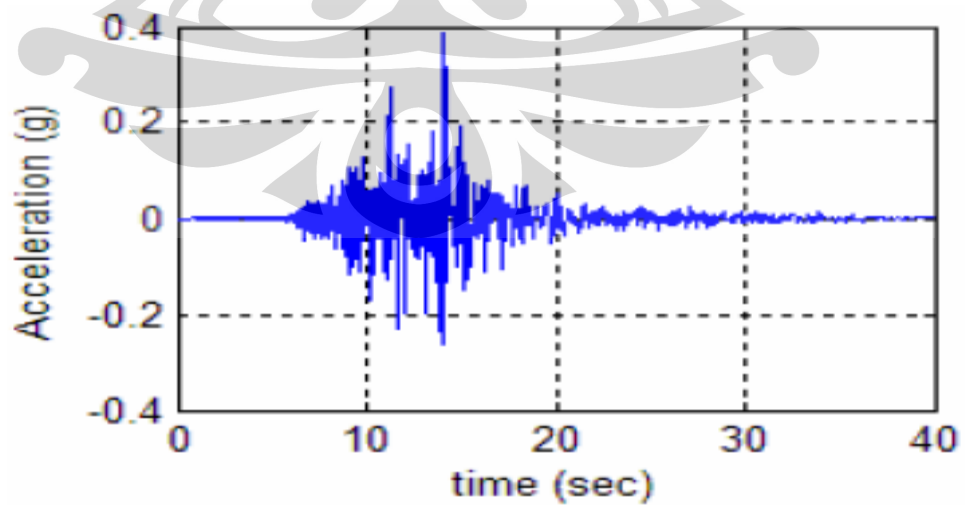
➤ Beban Gempa Northridge Earthquake

Tanggal : 17 Januari 1994

Jumlah Data : 1500 data

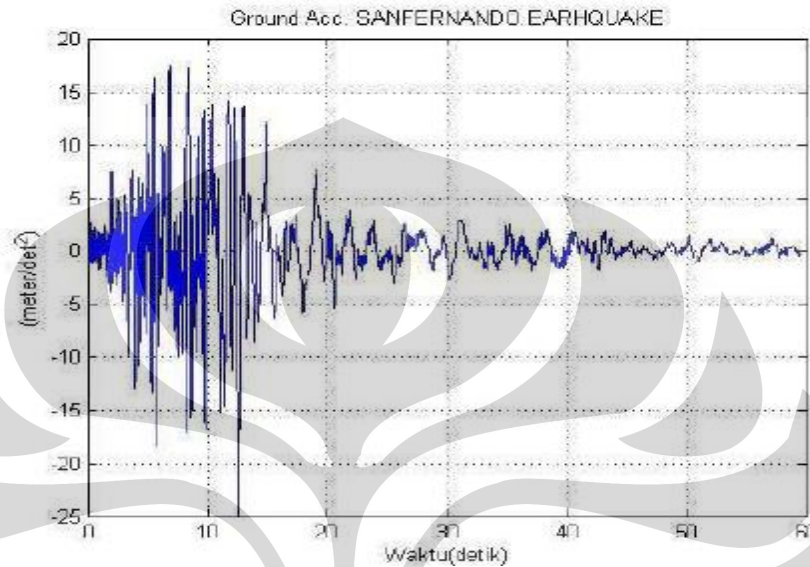
Selang Waktu Per Data : 0.02 detik

Total Waktu : 30 detik



➤ **Beban Gempa San Fernando – Orion Earthquake**

Tanggal : 09 Februari 1971
 Jumlah Data : 1500 data
 Selang Waktu Per Data : 0.02 detik
 Total Waktu : 30 detik



3.1.4 Prosedur Analisa Riwayat Waktu Non Linear Pada SAP2000

- Metode yang digunakan untuk Analisa Dinamik Riwayat Waktu
- Beban gempa merupakan fungsi dari waktu, sehingga respon yang terjadi pada struktur bangunan juga bergantung dari waktu pembebanan. Akibat dari beban gempa rencana yang diberikan kepada struktur bangunan ini maka struktur ini akan berperilaku inelastik. Maka untuk mendapatkan struktur tiap waktu dengan memperhitungkan perilaku non linear, maka metode yang digunakan adalah metode *direct integration*.
- Beberapa asumsi yang digunakan
- Dalam penginputan data riwayat waktu diasumsikan struktur yang dikenai 4 beban gempa akan berperilaku non linear. Asumsi tersebut adalah :
1. Efek perubahan geometri diabaikan (*geometric nonlinearity*), karena yang digunakan *material nonlinearity*.

2. Efek p-delta juga diabaikan
3. Damping (redaman) yang digunakan 5%.
4. Metode yang digunakan untuk *Time Integration Parameter* adalah metode Newmark dengan $\gamma = 0.5$ dan $\beta = 0.25$.

Berdasarkan asumsi-asumsi yang telah diberikan, maka perilaku non linear didapat dari material yang digunakan. Dimana salah satu bentuknya adalah menggunakan *hinges properties* yang diletakkan pada bagian ujung dari setiap elemen.

Sedangkan untuk mengkaji perilaku pasca-elastik akibat pengaruh gempa rencana, 4 gempa yang digunakan untuk penelitian ini harus diskalakan intensitasnya terhadap amplitudo maksimum percepatan tanah (A_0) pada kurva respons spektrum yang berdasarkan SNI 1726-03-2002 pada saat $T = 0$ detik. Perhitungan skala gempa intensitas sebagai berikut : Untuk gempa El centro, percepatan puncak tanah asli = 0,3417g, sedangkan digunakan tanah lunak untuk wilayah 3 = 0,3g, maka skala gempa = $\frac{0,3}{0,3417} \cdot 1 = 8,6128 \text{ m/s}^2$.

Selengkapnya dapat dilihat tabel berikut :

Tabel 3.1 Percepatan Puncak Tanah Asli

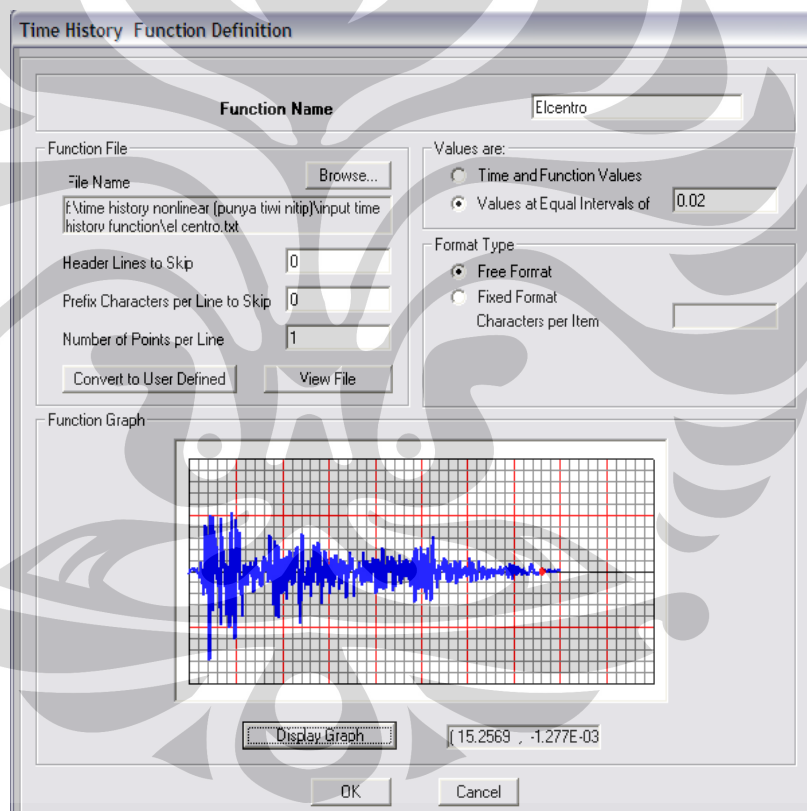
Wilayah 3			
Percepatan Gempa	Percepatan Puncak Tanah Asli	Percepatan Puncak Tanah	Skala Gempa Rencana (m/s^2)
El centro	0,3417g	0,3g	8,6128
Loma-Prieta	0,2406g	0,3g	12,2319
Northridge	0,4898g	0,3g	6,0086
San Fernando	0,1008g	0,3g	29,1964

Catatan : Unis Satuan Percepatan adalah $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Dari tabel di atas, skala gempa rencana inilah yang dipakai untuk mensimulasikan keempat gempa rencana dengan analisa dinamik

riwayat waktu non linear pada program SAP2000. Dan perlu diketahui, bahwa skala gempa El centro dan gempa Northridge lebih kecil dibanding skala gempa apabila menggunakan skala percepatan biasa yaitu $9,81 \text{ m/s}^2$. Hal ini ditakutkan tidak terjadi kelelahan pada penampang yang digunakan, dengan demikian skala gempa rencana pada kedua gempa tersebut dinaikkan menjadi dua kalinya. Sehingga untuk gempa El centro digunakan skala gempa rencana sebesar $17,2256 \text{ m/s}^2$, dan Gempa Northridge sebesar $12,0172 \text{ m/s}^2$.

Berikut merupakan contoh input data fungsi beban gempa rencana pada SAP2000 :



Sedangkan untuk mensimulasikan beban gempa dengan Analisa riwayat waktu non linear, berikut input load case yang ada pada SAP2000 :

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: EL CENTRO TH Notes: Load Case Type: Time History

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Analysis Type: Nonlinear Time History Type: Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters: None

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	ELCENTRO	8.6128
Accel	U1	ELCENTRO	8.6128
Accel	U2	ELCENTRO	8.6128

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 1500 Output Time Step Size: 0.02

Time History Motion Type: Transient

Other Parameters: Damping: Proportional Damping Time Integration: Newmark Nonlinear Parameters: User Defined

OK Cancel

Skala Gempa Rencana yang digunakan

➤ Pendefinisian *hinges properties* pada program SAP2000

Terdapat kriteria yang digunakan dalam menentukan perilaku inelastik (non linear) dari struktur bangunan yang ditinjau yaitu dengan mendefinisikan *hinge properties* yang ditempatkan pada material balok komposit maupun kolom komposit.

Hinge properties pada program SAP2000 didefine hanya untuk perilaku plastis dari *hinge* (dikenal dengan *plastic hinge*), sedangkan untuk perilaku elastis dapat didefinisikan oleh *frame section*. *Plastic hinge* merupakan material struktur yang daktail, dimana *plastic hinge* akan menghasilkan momen maksimum pada penampang yang ditempati *hinge* ketika berdeformasi.

Pada penelitian ini, tujuan digunakan *hinge properties* adalah selain untuk mendefinisikan perilaku momen-rotation yang terstimulasi dari momen curvature, juga mendefinisikan perilaku nonlinier *force-*

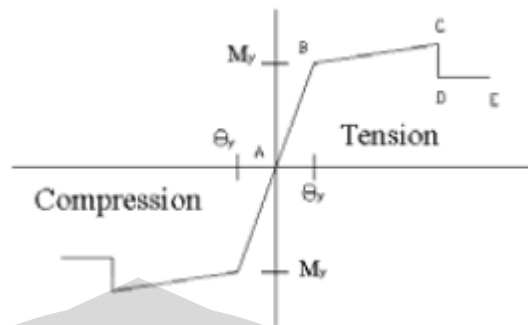
displacement dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda di sepanjang bentang balok atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada penampang.

Penentuan nilai momen curvature ini didapat dari penampang komposit baja persegi beton yang telah *didefine* sebelumnya di *frame section* (dan dibuat bagian *section designer*). Mengapa hinge tersebut dibutuhkan perilaku momen-rotation bukan momen curvature, karena untuk mendefinisikan hinge pada program SAP2000 dibutuhkan *length* (panjang/jarak), yang apabila terjadi mekanisme sendi plastis yang diakibatkan gempa, *hinge* berotasi pada *length* tersebut. Sedangkan momen curvature tidak memiliki panjang dan hanya bernilai 1 satuan saja. Dengan demikian *hinge* yang mengalami rotasi dinamakan momen-rotation yaitu momen curvature dikalikan *length*. Perlu diketahui bahwa *length* biasanya merupakan panjang penampang. Sehingga, apabila *hinge* ditempatkan di balok, maka *hinge* berada sejarak panjang penampang balok komposit tersebut yaitu 700 mm. Sedangkan di kolom berada sejarak panjang penampang kolom komposit yaitu 800 mm.

Biasanya terjadinya mekanisme sendi plastis yang baik akibat beban gempa adalah dimana terjadinya di balok, bukan di kolom, akan tetapi untuk melihat seberapa besar material penampang yang digunakan tersebut leleh bahkan runtuh maka *hinge* di tempatkan tidak hanya di balok tetapi di kolom juga leleh.

Untuk didefinisikan di program SAP2000, penampang kolom menggunakan tipe *hinge default-Interacting PM2M3*, dengan pertimbangan bahwa penampang kolom terdapat hubungan gaya aksial dengan momen (diagram interaksi P-M). Sedangkan untuk penampang balok menggunakan tipe sendi *default-M3*, dengan dengan pertimbangan bahwa balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada balok.

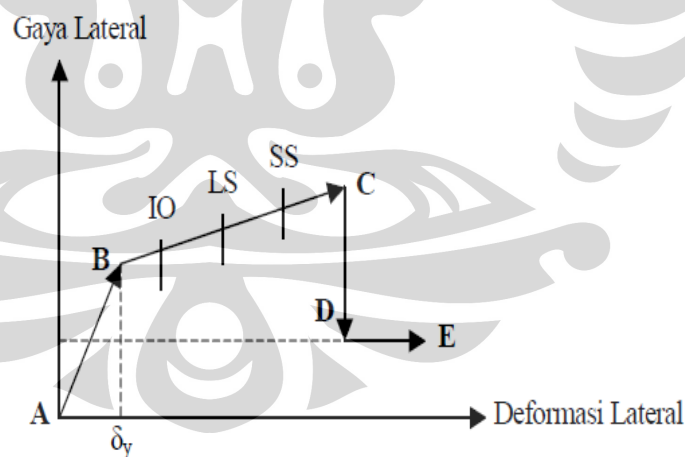
hinge diasumsikan terletak pada masing-masing ujung pada penampang balok dan penampang kolom seperti yang telah dijelaskan sebelumnya.



Gambar 3.4 Hinge Properties Default M3 dan Default-Interacting PM2M3

Seperti pada **gambar 3.7**, terlihat lokasi keberadaan *hinge* pada balok serta kolom komposit baja persegi beton (*Rectangular Hollow Section*) yang penulis definisikan pada program SAP2000.

Sedangkan menurut *Applied Technology Council 40 (ATC-40)* mendefinisikan perilaku material nonlinearity pada *hinge properties* menurut **gambar 3.5** di bawah ini :



Gambar 3.5 Hubungan Beban dan Perpindahan pada Sendi Plastis

Gambar di atas mendefinisikan bahwa struktur mengalami beberapa tahapan kinerja sebagai berikut :

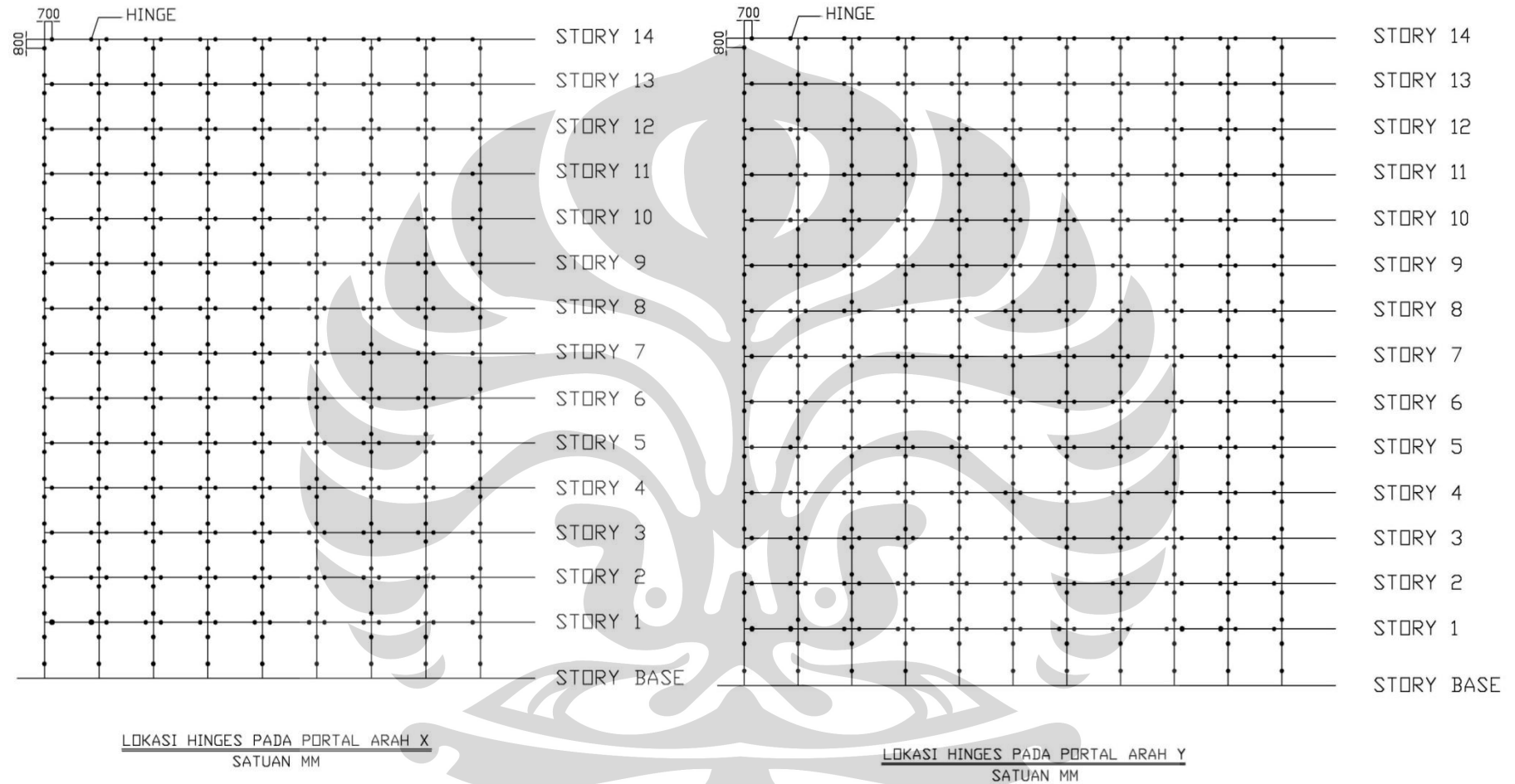
1. Titik A, Berkaitan dengan kondisi struktur tanpa beban

2. Titik B, Kondisi yang sama dengan kuat leleh nominal
3. Titik IO (*Immediate Occupancy*), Kondisi kerusakan yang terjadi pada struktur relative kecil
4. Titik LS (*Life Safety*), Kondisi kerusakan pada struktur cukup signifikan (batas antara sebagian atau total)
5. Titik SS (*Structural Stability*), Kerusakan besar pada struktur dapat terjadi meliputi penurunan yang signifikan dari kekakuan dan kekuatan system penahan gaya lateral
6. Titik C, Memiliki ketahanan yang sama dengan kuat nominal
7. Titik D, Penurunan tahanan C-D merupakan kegagalan awal dari komponen
8. Titik E, Merupakan tahanan sisa yang dimiliki oleh komponen, biasanya diasumsikan sama dengan 20% dari kuat nominal.

ATC-40 mensyaratkan untuk komponen utama suatu system struktur penahan gaya lateral tidak berdeformasi diluar titik C. Untuk dapat mengilustrasikan suatu struktur yang mengalami beberapa tahapan kinerja, pada program akan muncul gambar seperti yang ada di bawah ini :



Gambar 3.6 Ilustrasi Warna Tahapan Kinerja pada SAP2000



Gambar 3.7 Lokasi *Hinges* yang Didefine pada SAP2000 (a). Arah X ; (b). Arah Y

4.2 Parameter Yang Akan Dievaluasi

Berikut merupakan parameter yang akan dievaluasi dari bangunan yang dianalisa menggunakan analisa dinamik riwayat waktu non linear :

1. Periode Struktur dan Pola Ragam Getar
2. Momen dan Gaya Geser Lantai
3. Simpangan
4. Simpangan antar lantai



BAB IV

ANALISA PEMBAHASAN

4.1 Perhitungan Penampang Komposit

Untuk perhitungan penampang yang digunakan sebelum dikenai beban gempa, maka penulis menggunakan dua metode dalam menghitung penampang komposit ini. Hal ini dilakukan untuk membandingkan salah satu dari hasil kedua perhitungan ini dengan hasil output program SAP2000 pada penampang yang telah diberi beban gempa. Hal ini juga untuk menunjukkan bahwa penampang komposit tersebut telah mengalami kelelahan akibat dikenai beban gempa.

4.1.1 Berdasarkan ACI CODE

Dimensi penampang perlu direncanakan apabila benda uji tersebut diharapkan leleh bahkan runtuh sesuai dengan tujuan percobaan dimana perhitungan ini berdasarkan kondisi di luar batas elastik karena percobaan dilakukan sampai penampang mengalami kelehan (*yielding*) hingga runtuh. Metode yang diterapkan adalah mencari momen kapasitas penampang pada kondisi batas (*Ultimate Condition*) sesuai dengan peraturan yang dipakai. Kondisi batas suatu penampang disederhanakan dengan kriteria sebagai berikut :

1. Serat luar beton yang tertekan mengalami regangan 0.003, kemudian berdasarkan hipotesa penampang datar maka regangan di setiap bagian dari penampang bisa diketahui.
2. Tegangan yang terdistribusi pada luasan penampang diambil sebesar Es dikalikan dengan regangan baja. Untuk regangan baja yang menghasilkan tegangan $> f_y$ maka nilai tegangan diambil sebesar f_y .
3. Beton diasumsikan tidak menahan tegangan tarik. Tegangan beton yang tertekan diasumsikan terdistribusi merata sebesar $0.85 f_c'$ untuk ACI Code dan sebesar f_c' untuk *modified* ACI Code, yang dibatasi mulai dari serat terluar beton yang tertekan hingga sejarak $a = \beta_1 \cdot c$; dimana β_1 diambil sebesar 0.85 untuk $f_c' < 30$ Mpa dan direduksi secara menerus sebesar 0.008 untuk setiap kelebihan 1 Mpa di atas 30

Mpa tetapi β_1 tidak boleh kurang dari 0.65 ; dan c adalah jarak dari regangan beton tertekan maksimum hingga garis netral. Sedangkan untuk perhitungan *modified-modified* ACI Code diasumsikan bahwa tegangan baja sudah mencapai tegangan lelehnya (f_y) untuk seluruh serat pada potongan penampangnya.

Berdasarkan kriteria kondisi batas sebagaimana dijabarkan di atas maka dapat dibuat formulasi momen kapasitas penampang ultimate yang merupakan fungsi dari dimensi profil baja *rectangular hollow* (b,h,t), f_c' dan f_y .

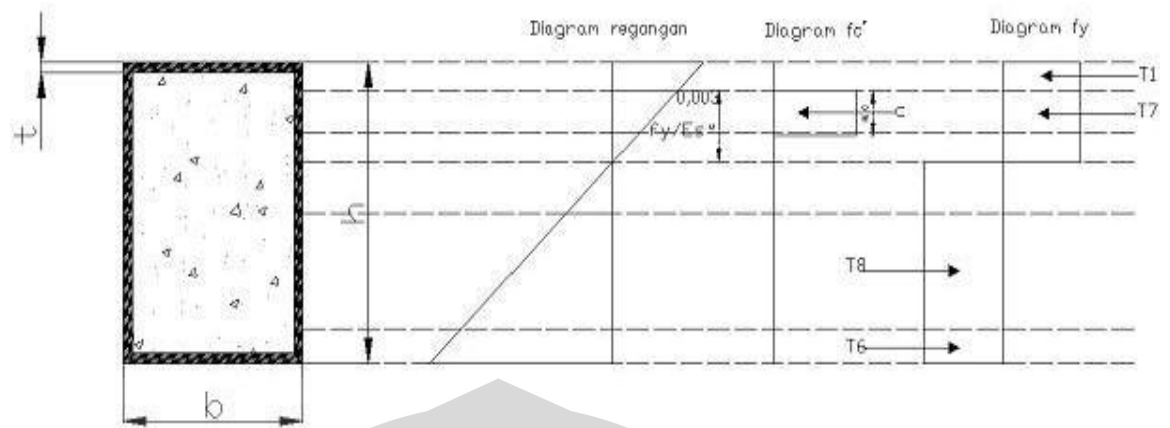
Dengan demikian untuk mencari momen kapasitas dari penampang balok dan kolom, maka digunakan perhitungan berdasarkan *modified-modified* ACI Code yaitu diasumsikan tegangan baja sudah mencapai tegangan lelehnya, dengan kriteria-kriteria yang digunakan sebagai berikut :

- Formulasi menggunakan f_c' , dengan asumsi tegangan baja pada seluruh serat penampang melintang material bajanya meleleh.
- Profil yang digunakan baja persegi beton (bxhxt) dengan dimensi :

Tabel 4.1 Dimensi Penampang Komposit

Balok (satuan mm)			Kolom (satuan mm)		
h	B	t	h	b	t
700	400	10	800	800	10

- f_c' yang digunakan adalah 35 Mpa
- f_y yang digunakan adalah 413 Mpa
- β_1 yang digunakan adalah 0.85
- Modulus Elastisitas baja = 2.1×10^5 Mpa



Gambar 4.1 Diagram Penampang Komposit

Rumus yang digunakan beserta perhitungannya :

A. Penampang Balok Komposit RHS

$$c := \frac{2 \cdot f_y \cdot h \cdot t - 4t^2 \cdot f_y}{4f_y \cdot t + f_c \cdot b \cdot \beta_1} = 0.198$$

$$C := f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c = 2.352 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T1 := f_y \cdot b \cdot t = 1.652 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T6 := f_y \cdot b \cdot t = 1.652 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T7 := 2c \cdot t \cdot f_y = 1.632 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T8 := 2t \cdot f_y \cdot (h - c - 2t) = 3.984 \times 10^6 \text{ N}$$

$$Lc := c - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} = 0.114 \text{ m}$$

$$L1 := c + \frac{t}{2} = 0.203 \text{ m}$$

$$L6 := (h - c - t) - \frac{t}{2} = 0.487 \text{ m}$$

$$L7 := \frac{c}{2} = 0.099 \text{ m}$$

$$L8 := \frac{1}{2}(h - 2t - c) = 0.241 \text{ m}$$

$$M_{KAP} = C \cdot Lc + T1 \cdot L1 + T6 \cdot L6 + T7 \cdot L7 + T8 \cdot L8 = 2,529 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

Jadi didapat M_{KAP1} pada penampang balok sebesar 2529 kN.m.

B. Penampang Kolom Komposit RHS

$$c := \frac{2 \cdot f_y \cdot h \cdot t - 4t^2 \cdot f_y}{4f_y \cdot t + f_c \cdot b \cdot \beta_1} = 0.16\text{m}$$

$$C := f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c = 3.803 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T_1 := f_y \cdot b \cdot t = 3.304 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T_6 := f_y \cdot b \cdot t = 3.304 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T_7 := 2c \cdot t \cdot f_y = 1.32 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T_8 := 2t \cdot f_y \cdot (h - c - 2t) = 5.123 \times 10^6 \text{ N}$$

$$L_c := c - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} = 0.092\text{m}$$

$$L_1 := c + \frac{t}{2} = 0.165\text{m}$$

$$L_6 := (h - c - t) - \frac{t}{2} = 0.625\text{m}$$

$$L_7 := \frac{c}{2} = 0.08\text{m}$$

$$L_8 := \frac{1}{2}(h - 2t - c) = 0.31\text{m}$$

$$M_{KAP} = C \cdot L_c + T_1 \cdot L_1 + T_6 \cdot L_6 + T_7 \cdot L_7 + T_8 \cdot L_8 = 4,654 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

Jadi didapat M_{KAP1} pada penampang balok sebesar 4654 kN.m.

4.1.2 Berdasarkan Metode Penyederhanaan ACI Code³

Perhitungan ini merupakan metode yang disederhanakan dari ACI Code yang perhitungannya terlalu rumit, tetapi tujuannya sama yaitu untuk mendapat momen kapasitas pada penampang balok dan kolom komposit. Perhitungan ini sama dengan yang digunakan untuk mendapatkan momen pada beton bertulang biasa.

A. Penampang Balok Komposit RHS

Rumus yang digunakan :

$$M_{KAP} = A_s \cdot f_y \cdot d$$

3. Rumus yang diambil dari Buku Karangan **Park&Pauli**.

dengan :

$$A_s = b \cdot t = 400 \cdot 10 = 4000 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 413 \text{ Mpa}$$

$$d = 700 - 2(0,5 \cdot 10) = 690 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$M_{KAP2} = 4000 \cdot 413 \cdot 690 = 1139,8 \text{ kN.m}$$

B. Penampang Kolom Komposit RHS

Rumus yang digunakan :

$$M_{KAP} = A_s \cdot f_y \cdot d$$

dengan :

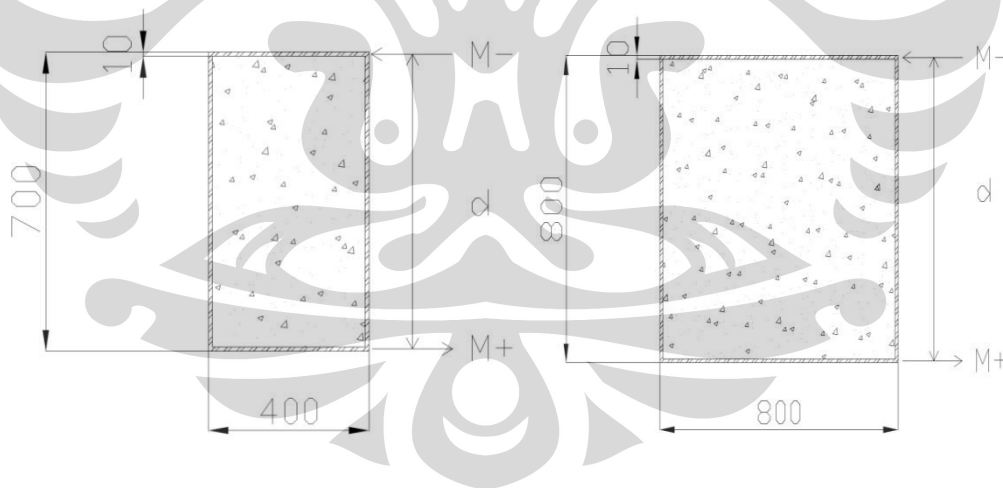
$$A_s = b \cdot t = 800 \cdot 10 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 413 \text{ Mpa}$$

$$d = 800 - 2(0,5 \cdot 10) = 790 \text{ mm}$$

Sehingga :

$$M_{KAP2} = 8000 \cdot 413 \cdot 790 = 2610,16 \text{ kN.m}$$



Gambar 4.2 Penampang Balok (Kiri) dan Kolom (Kanan) Komposit Baja Persegi Beton
(Satuan mm)

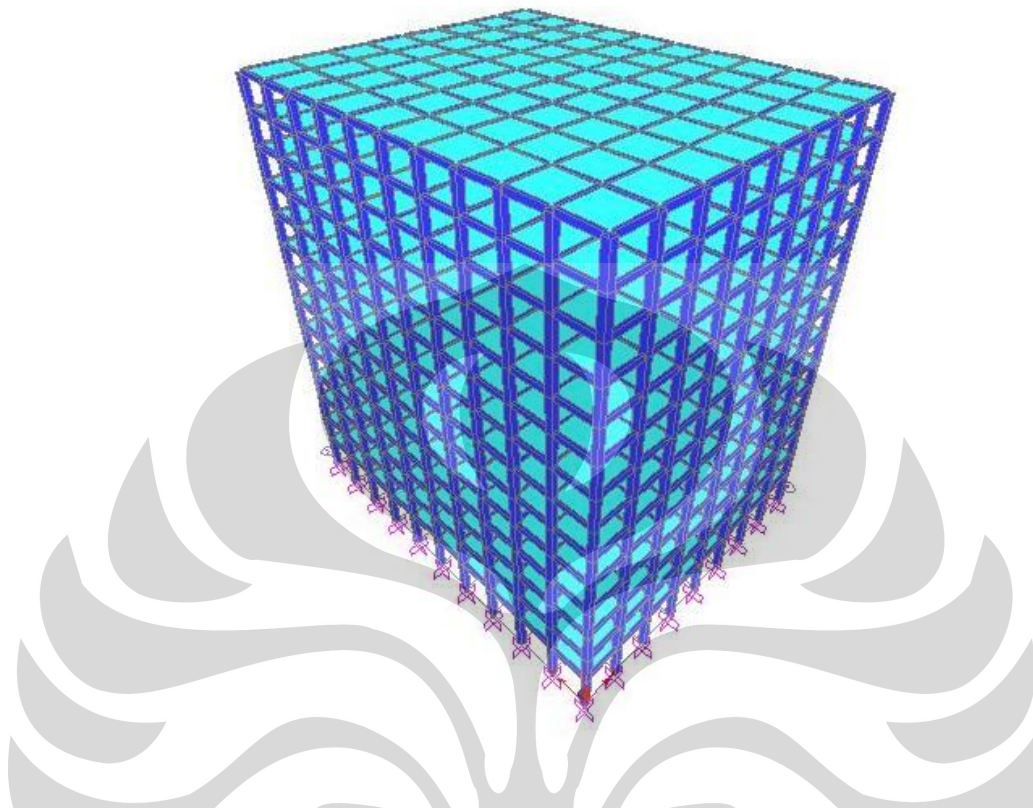
Pada perhitungan momen kapasitas dengan metode ini didapatkan momen yang nilainya lebih kecil dibanding dengan metode *modified- modified* ACI Code, yaitu $M_{KAP1} = 2529 \text{ kN.m} > M_{KAP2} = 1139,8 \text{ kN.m}$ untuk balok dan $M_{KAP1} = 4654 \text{ kN.m} > M_{KAP2} = 2610 \text{ kN.m}$

Perbandingan yang signifikan ini terjadi akibat metode kedua melakukan penyerdehanaan matematis pada distribusi tegangan dari metode pertama dan diasumsikan tegangan yang terjadi adalah linear pada material yang digunakan.

Maka dari itu, digunakan metode *modified - modified* ACI Code yang merupakan metode yang didasarkan pada kekuatan batas (ultimate) dimana dalam perencanaan suatu struktur didasarkan atas sifat inelastis yang dimiliki suatu material, dan momen kapasitas yang diambil adalah momen yang berasal dari metode *modified - modified* ACI Code, karena sifat inelastis berasal dari adanya penempatan *hinge* (sendi plastis) yang bersifat nonlinear (inelastis) pada material yang digunakan.

Dengan demikian, hasil yang digunakan untuk membandingkan dengan hasil output program SAP2000 pada penampang yang telah diberi beban gempa yaitu dengan menggunakan metode pertama. Hal ini ditujukan untuk mengetahui apakah terjadi kelelahan pada penampang yang telah diberi beban gempa yang dapat diketahui apabila momen tersebut melebihi $M_{KAP} = 2529 \text{ kN.m}$ untuk balok dan $M_{KAP} = 4654 \text{ kN.m}$ untuk kolom. Dari hasil ini akan diketahui apakah penampang dari struktur yang telah diberi beban gempa akan meleleh atau tidak, yang terlihat dari momen yang didapat melebihi dari momen kapasitas penampang.

4.2 Analisis Terhadap Struktur Bangunan



Gambar 4.3 Pemodelan Struktur Bangunan Rumah Sakit 14 lantai

Pada penelitian ini, pemodelan struktur pada **gambar 4.3** di atas, dimodelkan dengan menggunakan program SAP2000. Dengan menggunakan 4 beban gempa rencana, struktur ini direpson dengan menggunakan analisa riwayat waktu non linear untuk memperlihatkan perilaku inelastik dari struktur yang ditinjau pasca gempa.

Pada umumnya, struktur bangunan tahan gempa menggunakan metode seperti *capacity design method* untuk mencegah terjadi ambruknya struktur akibat beban gempa terutama gempa yang sangat kuat. Metode ini mendorong terjadinya sendi plastis hanya pada penampang balok saja. Akan tetapi, dikarenakan penelitian kali ini adalah untuk melihat perilaku inelastis pada penampang yaitu terjadinya kelelahan serta keruntuhan dimana terbentuknya sendi plastis yang tidak hanya pada balok saja tetapi juga pada kolom, maka metode ini tidak

diperlukan. Sehingga mekanisme sendi plastis diperkenankan terjadi pada penampang balok maupun kolom.

4.2.1 Periode Getar Alami dan Pola Ragam Getar

Selain diakibatkan massa bangunan yang besar karena struktur bangunan yang ditinjau adalah bangunan yang tinggi 14 lantai, ditempatkannya *hinge properties* pada tiap elemen balok maupun kolom komposit pun juga menyebabkan periode getar yang dihasilkan menjadi lebih panjang. *Hinge* memiliki sifat daktilitas yaitu kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respon inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi, hal ini pun mengakibatkan struktur menjadi lentur dan menghasilkan periode yang panjang pula.

Periode getar alami merupakan waktu yang dibutuhkan suatu struktur untuk bergerak satu kali putaran. Periode alami suatu struktur dipengaruhi oleh kekakuan struktur dan massa struktur tersebut, seperti ditunjukkan oleh persamaan berikut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Dari persamaan diatas dapat diketahui massa yang lebih besar mengakibatkan waktu periode yang semakin panjang pula. Dengan demikian, waktu periode yang lebih panjang menunjukkan bahwa struktur tersebut membutuhkan waktu yang lebih lama untuk dapat kembali ke posisi semula (satu kali putaran).

Berikut nilai periode getar alami yang dihasilkan struktur berdasarkan nilai yang didapat dari program SAP2000 :

Tabel 4.2 Periode Getar Alami

Mode	Periode (detik)
1	2.190752
2	2.164377
3	2.021776
4	0.717136
5	0.412319

6	0.280461
7	0.206255
8	0.159735
9	0.153828
10	0.124169
11	0.093169
12	0.06488

Sedangkan pola ragam awal yang dihasilkan bangunan tersebut bergerak translasi ke arah sumbu X dan Y, karena asumsi gempa yang digunakan adalah dari dua arah tersebut. Hal ini dikatakan cukup baik karena dalam pola ragam getar awal, struktur bangunan memang sebaiknya hanya ada gaya translasi. Untuk gaya rotasi muncul pada pola ragam berikutnya.

4.2.2 Perbandingan Hasil Durasi Accelerogram dari Keempat Fungsi Gempa

Maksud dari bagian ini adalah untuk menunjukkan durasi yang didapat dari inputan beban gempa yang dimasukkan ke dalam program SAP2000. Hasil yang didapat sama dengan hasil yang direncanakan, walaupun akibat adanya *hinge*, membuat proses pengerjaan membutuhkan waktu yang sangat lama. Sesungguhnya semakin lama proses yang terjadi untuk mendekati hasil periode yang dibutuhkan, maka semakin akurat hasilnya. Berikut tabel perbandingan durasi yang direncanakan dengan yang didapat dari program SAP2000 :

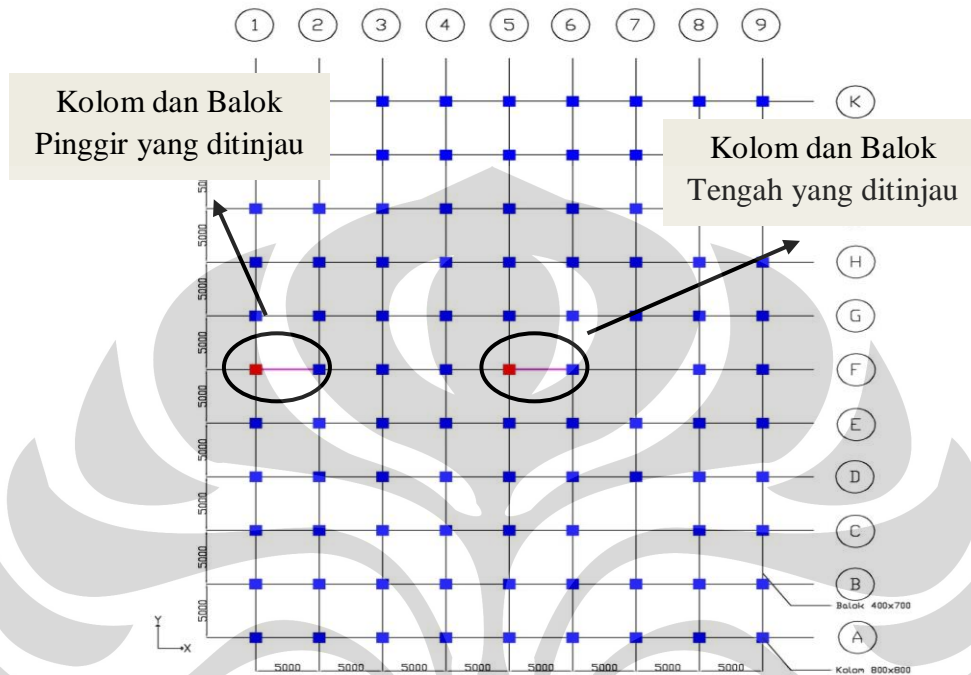
Tabel 4.3 Perbandingan Durasi Accelerogram

	El Centro	Loma-Prieta	Northridge	San Fernando
Durasi yang Direncanakan (detik)	30	30	30	30
Durasi yang Didapat (detik)	30	30	30	30

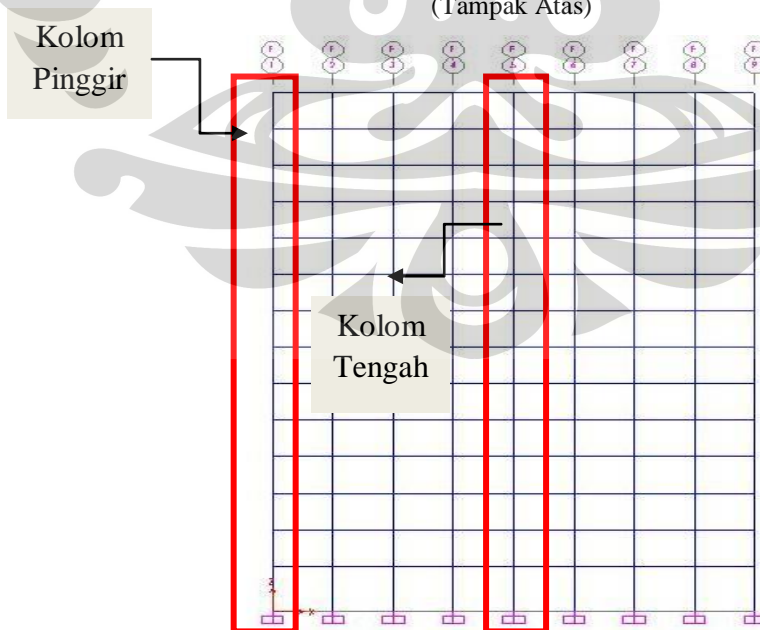
4.2.3 Gaya Dalam Pada Struktur

Pada bagian ini akan dianalisis mengenai gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur bangunan rumah sakit. Yang termasuk gaya dalam yang akan penulis analisa adalah mengenai gaya dalam momen (baik momen balok maupun kolom), dan gaya geser pada kolom. Output yang berupa diagram

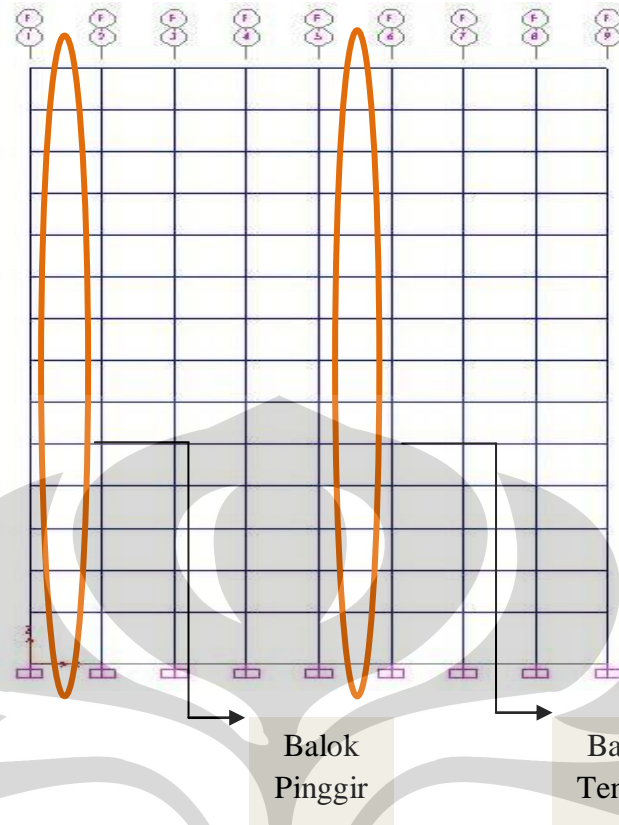
didapat dari plot hasil program SAP2000. Gaya dalam yang diambil yaitu sistem struktur yang ditinjau dari arah X, karena dilihat bahwa bentang arah X lebih pendek dibandingkan arah Y, sehingga memberi pengaruh paling besar terhadap sistem struktur ketika terjadi gempa.



Gambar 4.4 Posisi Kolom dan Balok yang Ditinjau Untuk Gaya Dalam (Tampak Atas)



Gambar 4.5 Posisi Kolom yang Ditinjau Untuk Gaya Dalam (Tampak Samping)



Gambar 4.6 Posisi Balok yang Ditinjau Untuk Gaya Dalam
(Tampak Samping)

4.2.3.1 Gaya Dalam Momen Pada Kolom RHS

Pada bagian ini akan dianalisis mengenai hasil gaya dalam momen yang terjadi pada kolom bagian pinggir serta bagian tengah yang ditinjau. Hasil momen ini yang akan dibandingkan dengan momen kapasitas yang telah diperhitungkan sebelumnya. Perbandingan ini dilakukan untuk melihat ditingkat mana terjadi sudah terjadi kelelahan pada penampang dan juga melihat waktu kejadian dimana penampang tersebut telah mengalami kelelahan akibat diberi beban gempa rencana. Terjadinya kelelahan pada penampang seperti yang telah dijelaskan sebelumnya apabila momen pada penampang kolom melebihi momen kapasitas penampang.

A. Momen Pada Kolom Pinggir

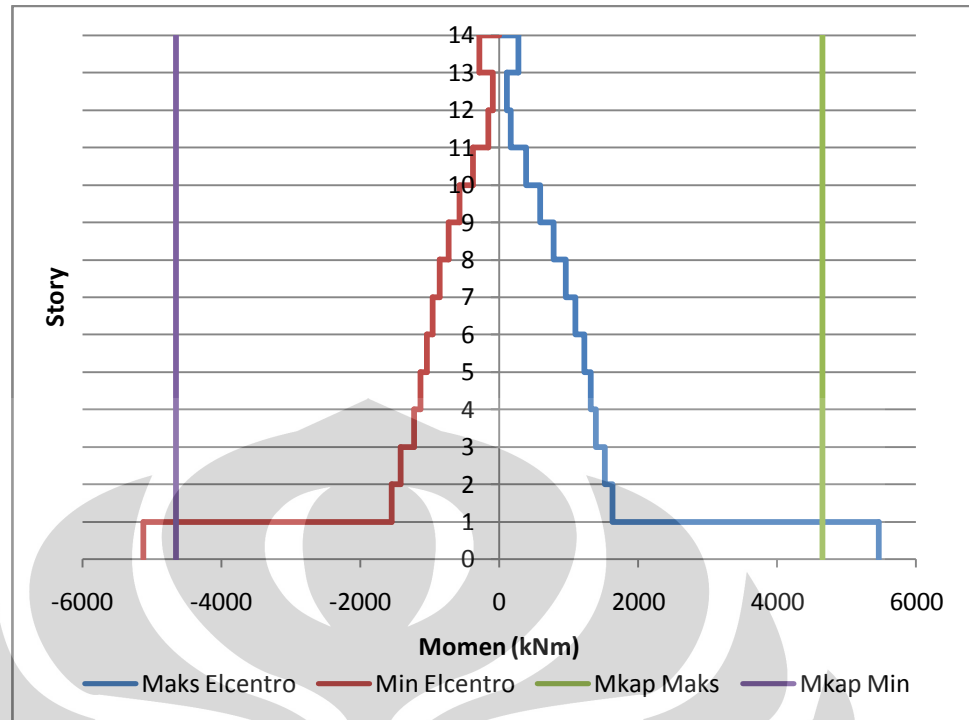
Tabel yang telah disajikan di bawah merupakan nilai momen pada kolom bagian pinggir yang dihasilkan dari program SAP2000. Momen kapasitas untuk kolom adalah senilai 4654 kNm. Nilai ini yang akan dibandingkan dengan nilai yang ada di tabel berikut :

Tabel 4.4 Nilai Momen Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000

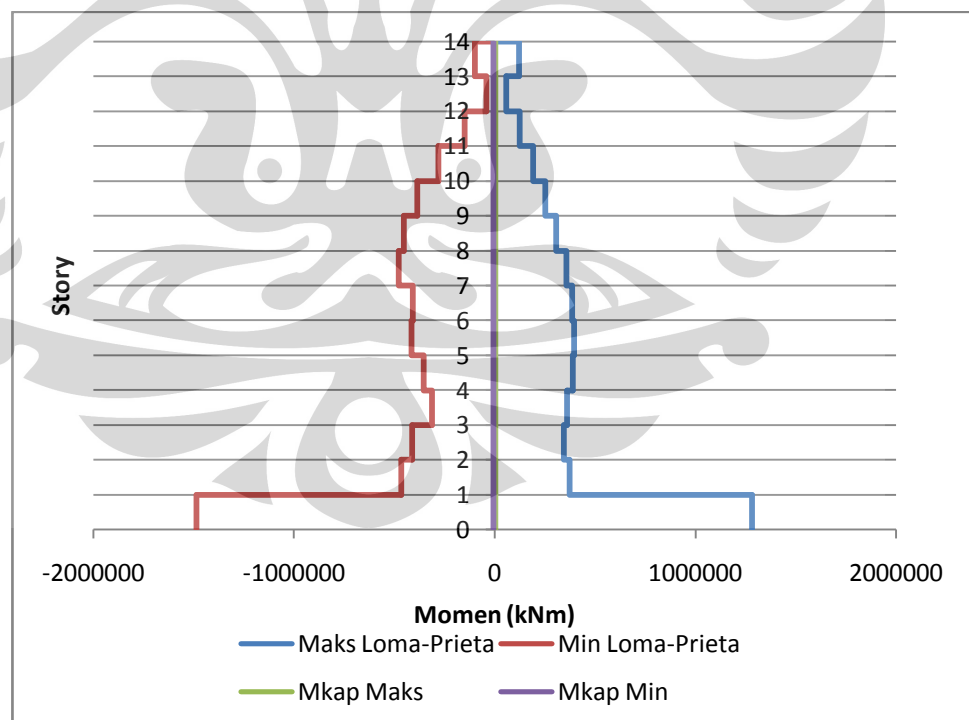
Story	Momen Pada Kolom Pinggir (satuan kNm)							
	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	271.6	-290.2	121800	-97930	136300	-138800	3010000	-2525000
13	105.6	-96.73	57890	-38980	6620	-72810	1026000	-994700
12	161.2	-158.1	124200	-149700	173200	-169100	2146000	-2117000
11	382.6	-375.8	192300	-280600	251600	-279500	3409000	-3547000
10	590.5	-568.1	253500	-383800	296700	-346200	4657000	-5249000
9	782.7	-729	307400	-451800	376000	-356200	5628000	-6980000
8	953.6	-857.5	357100	-476600	451900	-433100	5794000	-7267000
7	1100	-958.9	387100	-406100	513900	-505800	9308000	-11020000
6	1222	-1046	396300	-412300	560200	-569400	10980000	-12710000
5	1321	-1137	388700	-351900	591200	-625700	12590000	-14290000
4	1389	-1224	362500	-312700	627200	-676400	14410000	-15700000
3	1518	-1419	345500	-410700	752800	-769100	16600000	-18070000
2	1634	-1545	375600	-464700	833500	-822300	18210000	-19430000
1	5460	-5125	1283000	-1485000	2766000	-2635000	60230000	-62630000

Terlihat pada keseluruhan lantai 1 yang diberi 4 beban gempa yang berbeda, nilainya melebihi nilai dari momen kapasitas. Hal ini menunjukkan bahwa setelah lantai 1, semua penampang telah terjadi kelelahan (*yielding*) setelah dikenai 4 beban gempa tersebut.

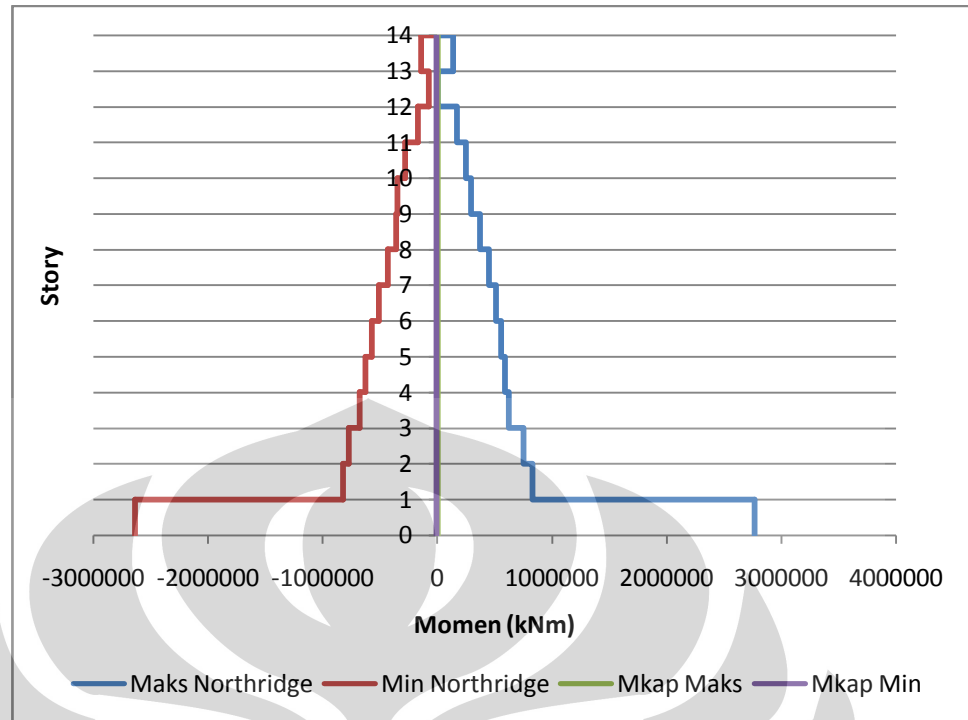
Untuk dapat melihat sampai tingkat (*story*) mana 4 gempa tersebut memberikan pengaruh besar terhadap kelelahan penampang yang terjadi pada kolom tersebut, dapat dilihat dari diagram-diagram yang ada di bawah ini.



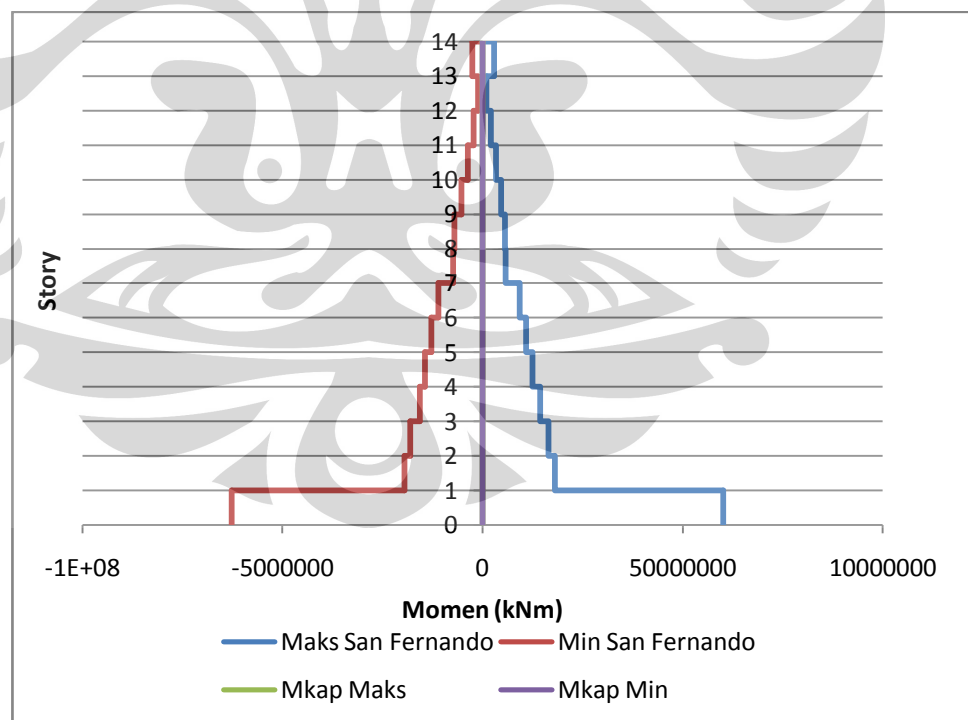
Gambar 4.7 Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa Elcentro



Gambar 4.8 Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa Loma-Prieta



Gambar 4.9 Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa Northridge

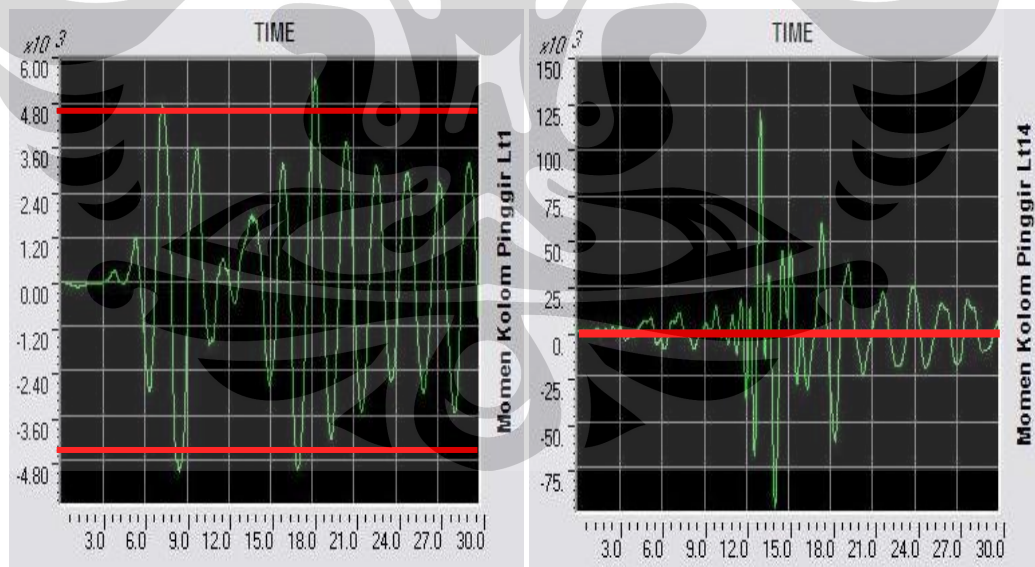


Gambar 4.10 Diagram Momen Kolom Pinggir Terhadap Gempa San Fernando

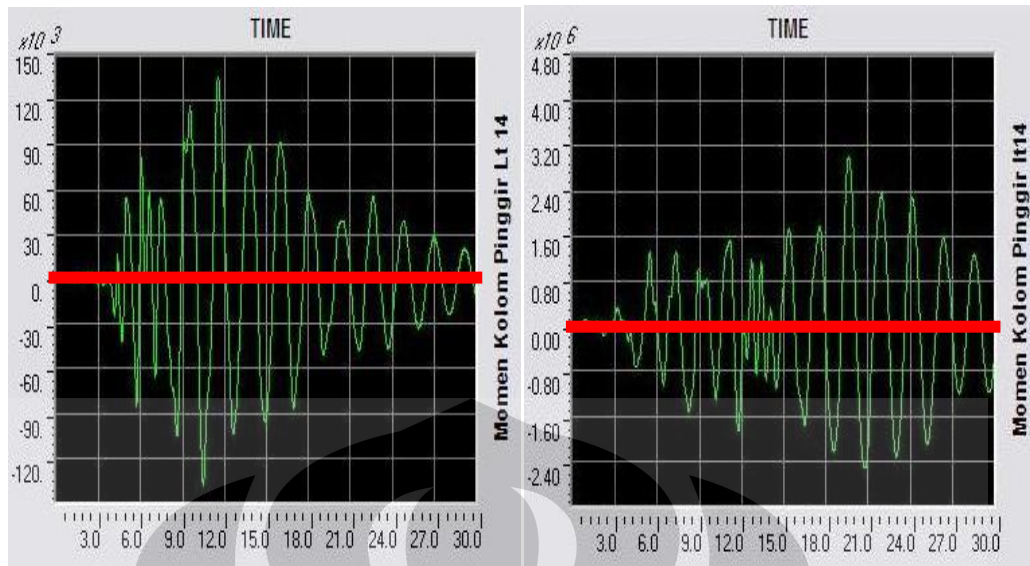
Seperti yang terlihat pada **gambar 4.7**, kelelahan pada penampang terjadi setelah kolom lantai 1, hal ini dikarenakan nilainya lebih besar dibanding momen kapasitas penampang kolom. Hal ini juga dapat diperlihatkan pada posisi sendi plastis yang terjadi yang diakibatkan oleh gempa Elcentro.

Lain halnya dengan gempa Loma-Prieta, Northridge maupun gempa San Fernando yang ditunjukkan pada **gambar 4.8**, **gambar 4.9** dan **4.10**, kelelahan penampang kolom terjadi dari lantai 1 hingga lantai 14. Hal ini dimungkinkan dengan periode getar yang lebih panjang yang dimiliki ketiga gempa ini. Jadi tingkat terjadinya sendi plastis pada kolom lebih banyak dibanding gempa elcentro. Bahkan pada gempa San Fernando sudah terdapat penampang yang telah mengalami keruntuhan. Hal ini dapat ditunjukkan pada lokasi sendi plastis yang terjadi.

Selanjutnya gambar-gambar di bawah ini merupakan gambar yang menunjukkan durasi (periode) kejadian dimana penampang tersebut telah mengalami kelehan akibat diberi beban gempa rencana.



Gambar 4.11 Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri)
dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)



Gambar 4.12 Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri)
dan Gempa San Fernando (Kanan)

Keterangan : — Batas Momen Kapasitas Maks dan Min

Gempa Elcentro seperti terlihat pada **gambar 4.11** mengalami kelehan pertama kali (yang ditinjau pada kolom lantai 1) pada periode 18,2 detik untuk batas maksimumnya dan 8,42 detik untuk batas minimum. Berbeda halnya dengan ketiga gempa lainnya, untuk gempa Loma-Prieta adalah pada periode 13 detik untuk batas maksimum dan 14,06 detik untuk batas minimumnya. Demikian pula untuk gempa Northridge yang terlihat pada **gambar 4.12** periode yang didapat adalah 11,54 detik untuk batas maksimum dan 10,48 detik untuk batas minimumnya, sedangkan gempa San Fernando mengalami kelehan pada periode 19,62 detik untuk batas maksimum dan 20,78 detik untuk batas minimumnya. Untuk gempa Loma-Prieta, Northridge, dan San Fernando, karena semua penampang kolom akibat ketiga gempa tersebut baik pada lantai 1 hingga 14 telah mengalami kelehan, maka gambar-gambar di atas ditinjau berdasarkan lantai teratasnya (lantai 14).

B. Momen Pada Kolom Tengah

Sama halnya dengan point A, bahwa pada bagian ini juga akan dibandingkan mengenai momen yang terjadi pada kolom tengah dengan momen kapasitas penampang sebesar 4654 kNm.

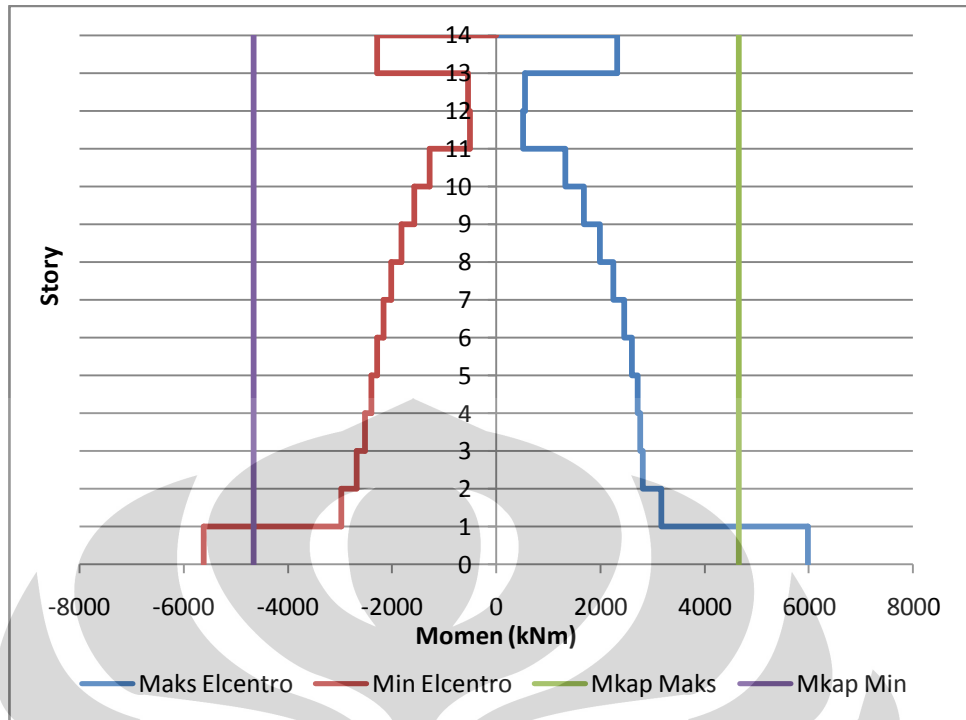
Berikut tabel yang menyajikan hasil momen yang didapat dari program SAP2000 :

Tabel 4.5 Nilai Momen Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000

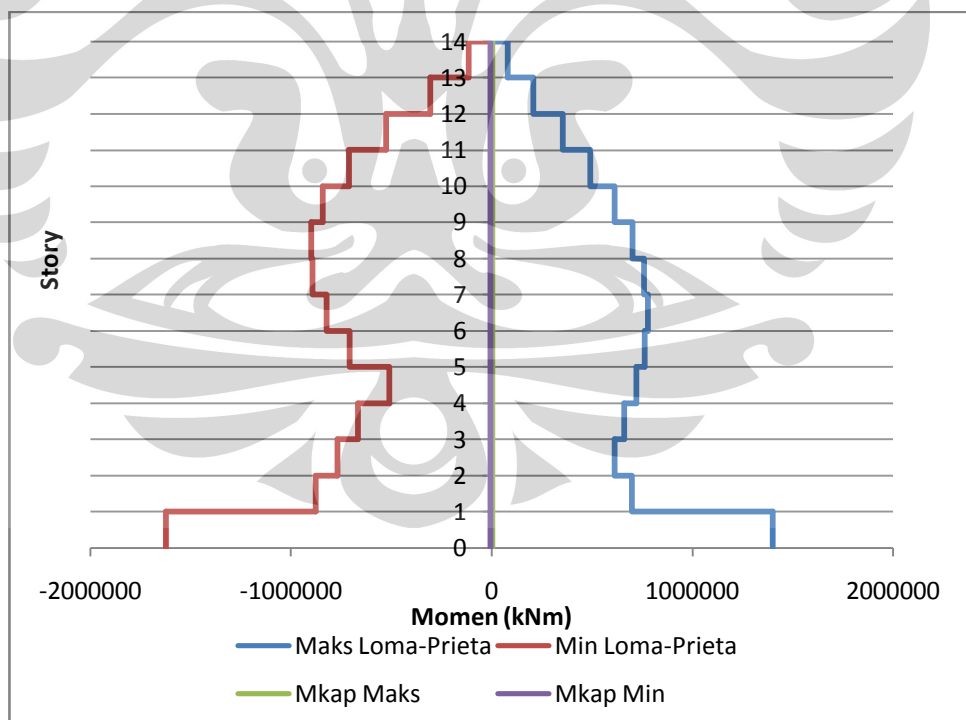
Story	Momen Pada Kolom Tengah (satuan kNm)							
	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	2319	-2283	81640	-113100	50690	-48450	1960000	-2350000
13	551	-540.8	209300	-305400	272300	-262300	4326000	-5298000
12	517.3	-499.6	354100	-524500	466000	-443600	7416000	-9132000
11	1328	-1275	493600	-709200	646400	-612600	10460000	-12900000
10	1677	-1578	612800	-840100	806700	-774000	13470000	-16530000
9	1985	-1823	702700	-899500	943000	-918600	16510000	-19940000
8	2246	-2015	758800	-893200	1052000	-1045000	19490000	-23090000
7	2454	-2163	780000	-822000	1133000	-1153000	22290000	-25920000
6	2609	-2286	764600	-708400	1185000	-1243000	24480000	-28410000
5	2709	-2400	722300	-509300	1212000	-1312000	27200000	-30520000
4	2762	-2524	660800	-667000	1323000	-1371000	29390000	-32360000
3	2808	-2680	614500	-769000	1430000	-1421000	31140000	-33970000
2	3162	-2976	699900	-877300	1611000	-1542000	35160000	-37270000
1	5975	-5609	1400000	-1624000	3028000	-2880000	65950000	-68620000

Sama halnya dengan momen pada kolom pinggir, nilai momen kolom tengah pada lantai 1 untuk keseleruhan gempa telah melebihi dari momen kapasitas penampang sebelum diberi beban gempa. Hal ini menunjukkan indikasi bahwa penampang telah mengalami kelelahan ketika dikenai beban gempa.

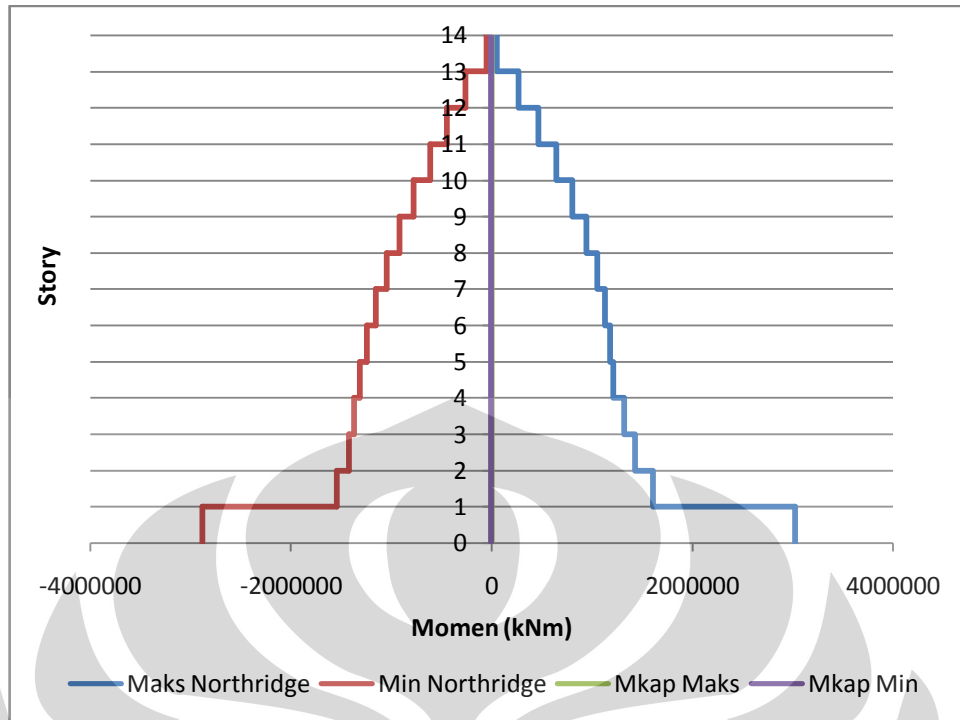
Untuk dapat melihat sampai tingkat (*story*) mana 4 gempa tersebut memberikan pengaruh besar terhadap kelelahan penampang yang terjadi pada kolom tersebut, dapat dilihat dari diagram-diagram yang ada di bawah ini.



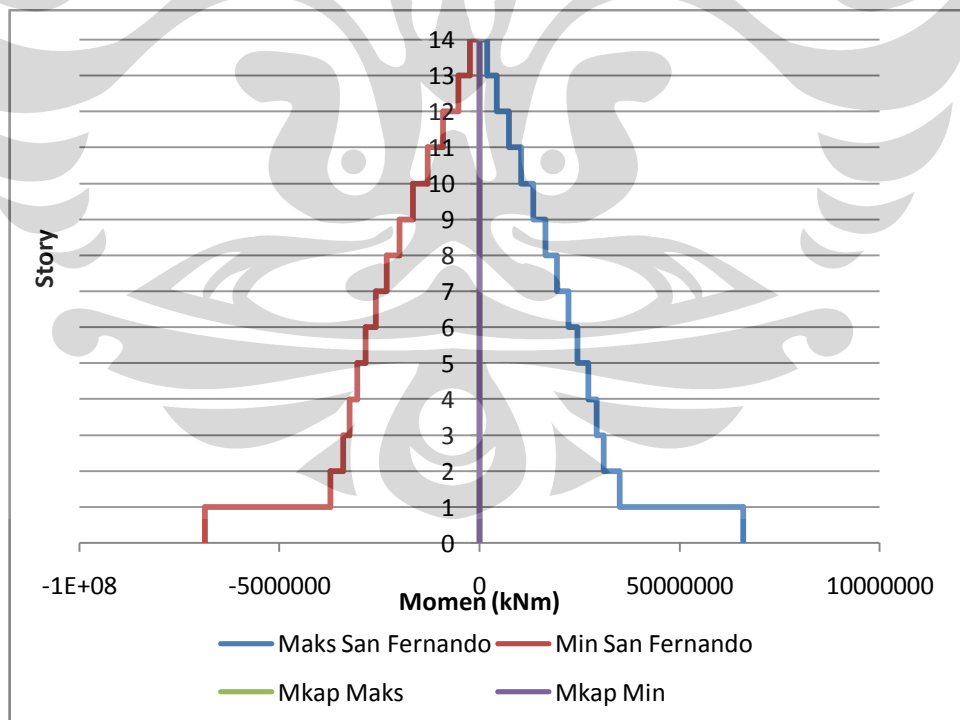
Gambar 4.13 Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa Elcentro



Gambar 4.14 Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa Loma-Prieta



Gambar 4.15 Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa Northridge

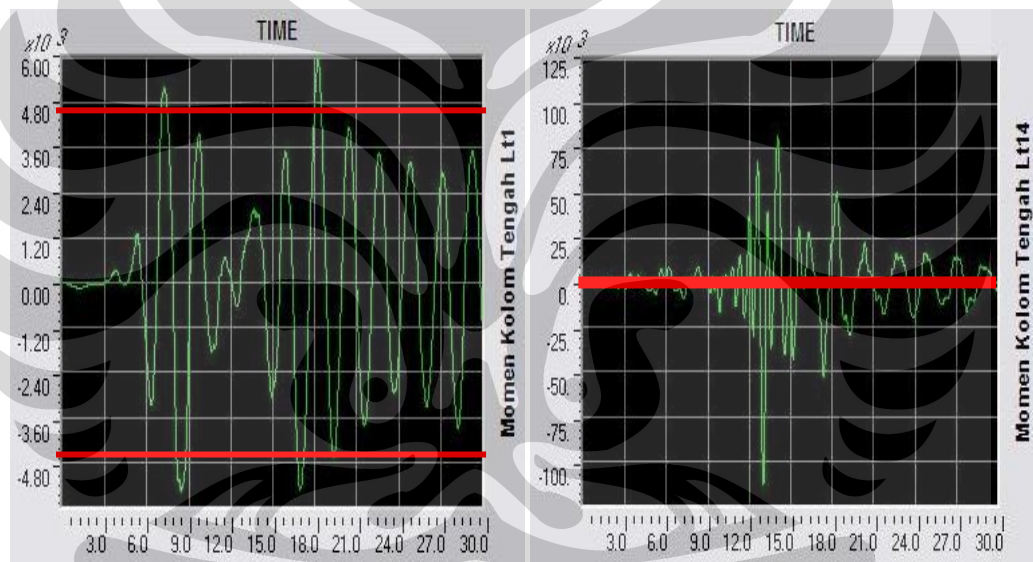


Gambar 4.16 Diagram Momen Kolom Tengah Terhadap Gempa San Fernando

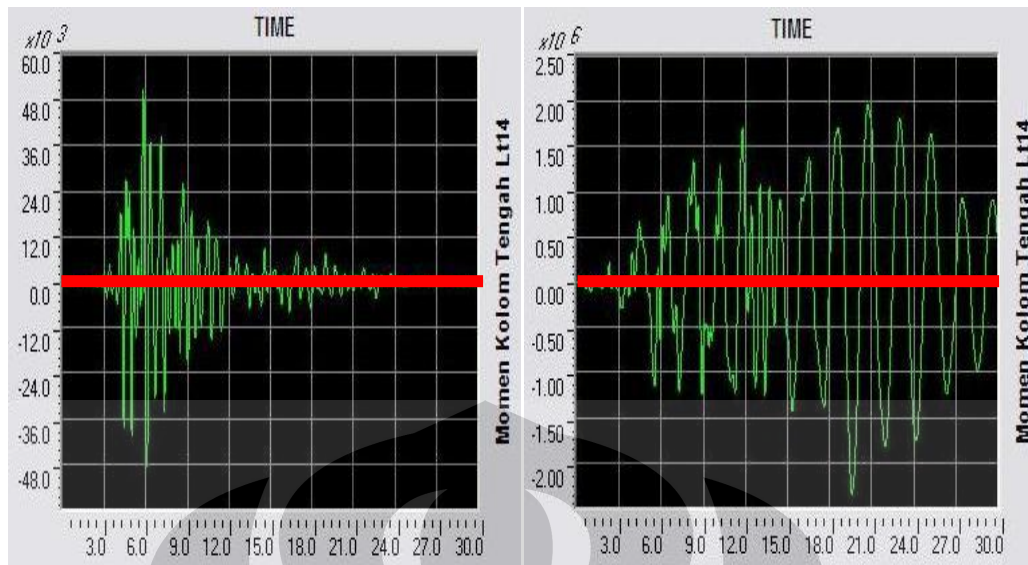
Seperti terlihat pada **gambar 4.13**, gempa Elcentro menyebabkan kelelehan pada kolom setelah lantai 1. Hal ini disebabkan momen kapasitas penampang jauh lebih kecil dibandingkan momen kolom tengah tersebut.

Hal yang serupa yang dapat diperlihatkan pada ketiga gempa lainnya. Gempa Loma-Prieta, Northridge, dan San Fernando menyebabkan kelehan dari lantai 1 hingga lantai 14. Sedangkan untuk mekanisme sendi plastis yang terbentuk dari tiap-tiap gempa yang diberikan terhadap bangunan ini dapat dilihat subbab terakhir.

Selanjutnya gambar-gambar di bawah ini merupakan gambar yang menunjukkan durasi (periode) kejadian dimana penampang tersebut telah mengalami kelehan akibat diberi beban gempa rencana.



Gambar 4.17 Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri)
dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)



Gambar 4.18 Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri)
dan Gempa San Fernando (Kanan)

Keterangan : ——— Batas Momen Leleh Maks dan Min

Gempa Elcentro seperti terlihat pada **gambar 4.17** mengalami kelehan pertama kali (yang ditinjau pada kolom lantai 1) pada periode 18,2 detik untuk batas maksimumnya dan 8,44 detik untuk batas minimum. Berbeda halnya dengan ketiga gempa lainnya, untuk gempa Loma-Prieta adalah pada periode 14,06 detik untuk batas maksimum dan 13,02 detik untuk batas minimumnya. Demikian pula untuk gempa Northridge yang terlihat pada **gambar 4.18** periode yang didapat adalah 5,8 detik untuk batas maksimum dan 6,06 detik untuk batas minimumnya, sedangkan gempa San Fernando mengalami kelelahan pada periode 20,72 detik untuk batas maksimum dan 19,60 detik untuk batas minimumnya. Untuk gempa Loma-Prieta, Northridge, dan San Fernando, karena semua penampang kolom akibat ketiga gempa tersebut baik pada lantai 1 hingga 14 telah mengalami kelelahan, maka gambar-gambar di atas ditinjau berdasarkan lantai teratasnya (lantai 14).

4.2.3.2 Gaya Dalam Geser Pada Kolom RHS

Goyangan struktur akibat gempa dapat diekuivalenkan seperti gaya-gaya horizontal yang bekerja pada tiap-tiap tingkat. Gaya-gaya horizontal ekuivalen inilah yang akan mengakibatkan adanya gaya geser dan simpangan antar tingkat (*inter story drift*). Hubungan antara keduanya adalah linear, dimana gaya geser yang besar maka akan menghasilkan simpangan antar tingkat yang besar pula.

Untuk Penggunaan analisa riwayat waktu dimaksudkan untuk menentukan pembagian gaya geser lantai yang lebih tepat sepanjang tinggi gedung. Hasil analisa riwayat waktu dimaksudkan pula untuk menentukan distribusi gaya geser maksimum di lantai dasar.

Berbeda halnya dengan analisis gaya dalam momen lentur yang dihasilkan kolom maupun balok, analisis gaya geser pada penelitian ini tidak dimaksudkan untuk mengetahui perilaku leleh yang terjadi pada penampangnya. Meskipun terkadang deformasi sendi plastis dihasilkan oleh perilaku geser.

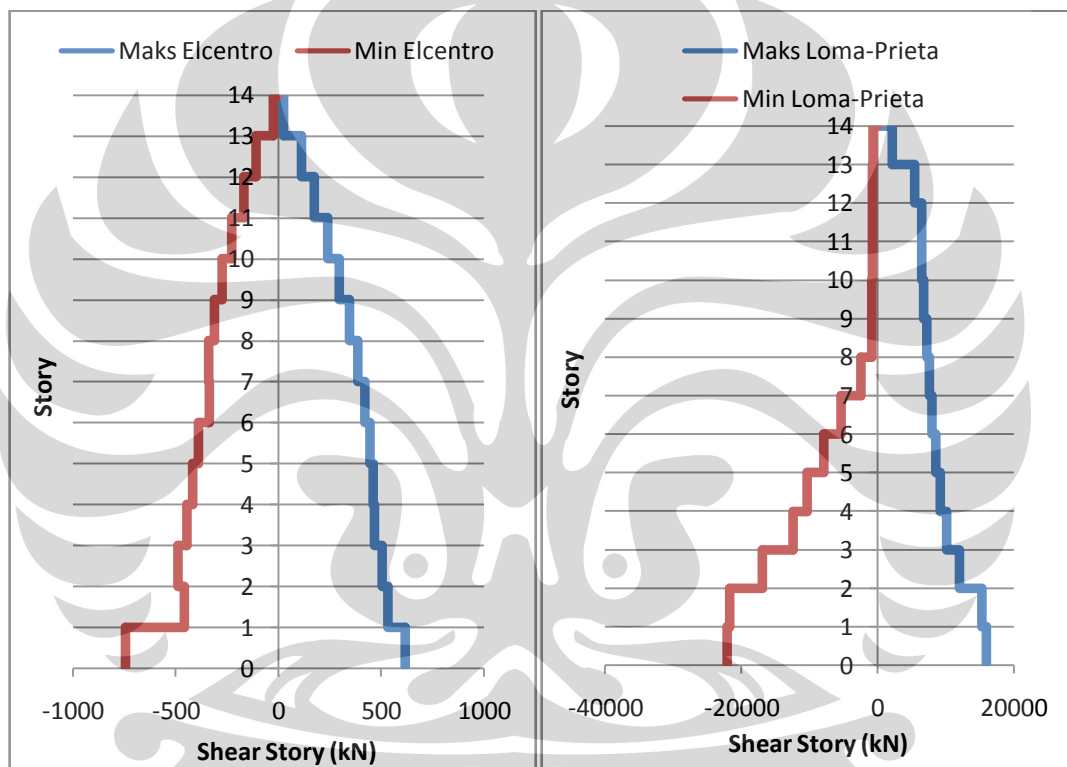
A. Gaya Geser Pada Kolom Pinggir

Tabel di bawah ini menunjukkan hasil gaya geser yang terjadi pada kolom pinggir yang didapatkan dari program SAP2000.

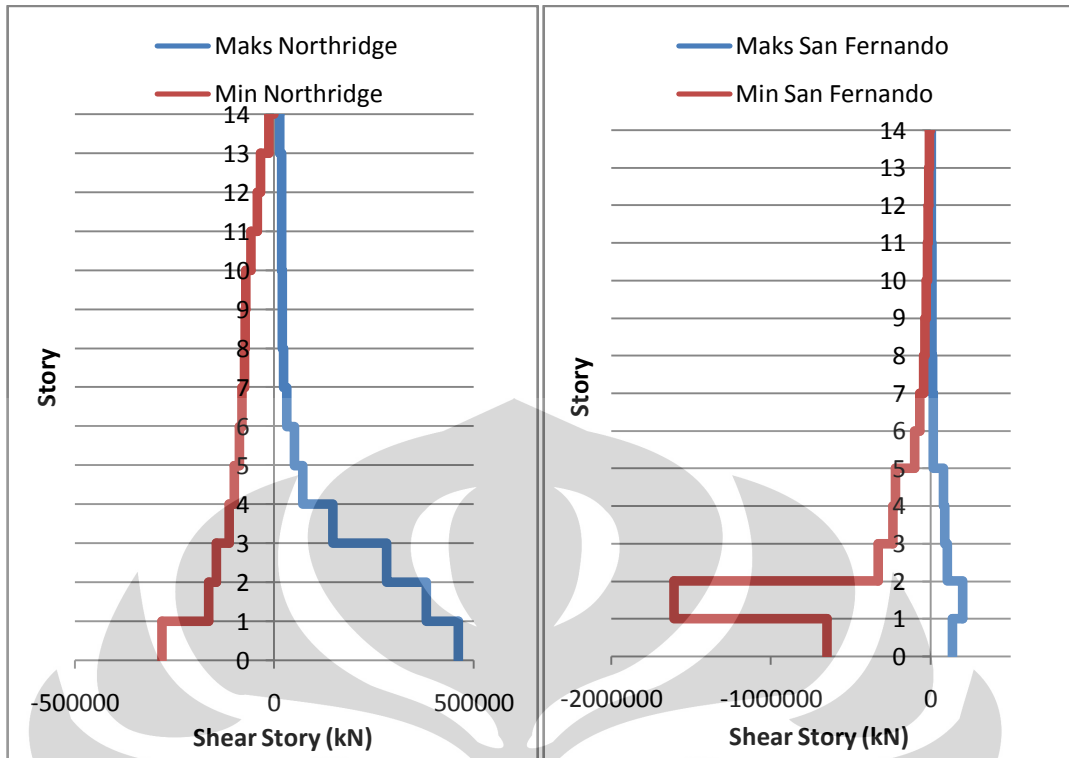
Tabel 4.6 Nilai Gaya Geser Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000

Story	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	25.07	-24.3	2169	-626.7	14080	-13190	20370	-96620
13	111.2	-110.4	5519	-689	18660	-34350	51050	-111700
12	173.2	-169.1	6549	-726.2	18870	-42710	56170	-145300
11	239.2	-227.6	6556	-759.8	19070	-58990	71520	-188800
10	296.2	-273.4	6772	-784.3	20030	-70740	83360	-264700
9	345.9	-310.5	7215	-789.8	20530	-72990	88450	-368500
8	387.3	-339.9	7630	-2452	23570	-74630	104100	-448700
7	420.3	-336.1	8015	-5355	31060	-81280	144200	-700400
6	444.5	-391.3	8617	-7854	50710	-87340	177400	-1010000
5	460.3	-419.3	9244	-10360	71280	-100300	796000	-2210000

4	467.3	-447.2	10130	-12420	146500	-113300	864300	-2355000
3	503.2	-488.5	12050	-16910	282300	-146000	1034000	-3309000
2	533.4	-458.2	15300	-21660	380900	-164500	1986000	-16090000
1	616.5	-744.2	16030	-22110	462200	-281300	1363000	-6485000



Gambar 4.19 Gaya Geser Lantai Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)



Gambar 4.20 Gaya Geser Lantai Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)

Terlihat pada **gambar 4.19**, distribusi gaya geser pada kedua gempa mengalami peningkatan. Sama halnya dengan **gambar 4.20**, dimana gempa Northridge mengalami peningkatan gaya geser dari lantai 14 hingga lantai 1, sedangkan untuk gempa San Fernando gaya geser yang terjadi pada lantai 1 mengalami penurunan sebesar 59 %.

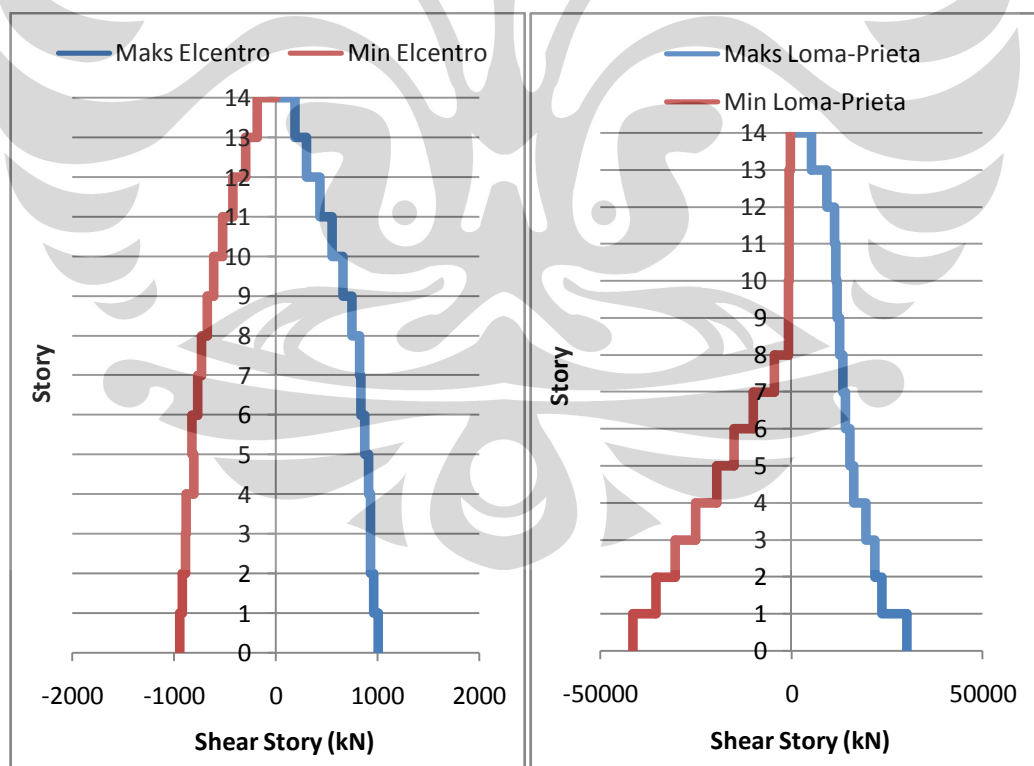
Tiap struktur mempunyai nilai gaya geser dasar nominal yang diterima dari suatu gaya gempa yang bekerja pada tingkat dasar. Gaya geser dasar nominal ini akan dibagikan sepanjang tinggi struktur menjadi gaya geser yang bekerja pada pusat massa lantai. Dengan demikian, gaya geser yang diterima di lantai 1 (lantai dasar) pada gempa San Fernando sangat kecil dan tidak maksimum dibanding ketiga gempa lainnya.

B. Gaya Geser Pada Kolom Tengah

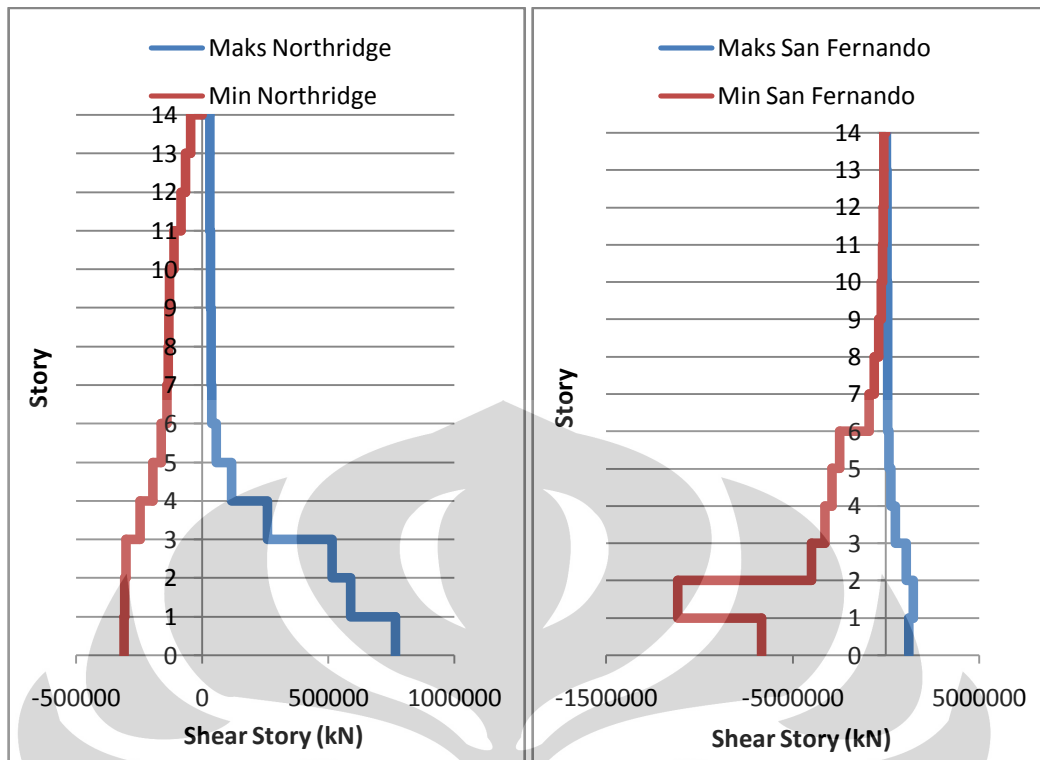
Tabel di bawah ini menunjukan hasil gaya geser yang terjadi pada kolom pinggir yang didapatkan dari program SAP2000.

Tabel 4.7 Nilai Gaya Geser Kolom yang Dihasilkan dari Program SAP2000

Story	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	185.7	-183.3	5322	-238.4	29550	-45060	20150	-97130
13	301.9	-294.4	9335	-494.1	29730	-66270	50870	-111800
12	436	-419.6	11370	-525.8	30770	-84000	55910	-148700
11	554	-523.1	11620	-592.3	31920	-111000	71250	-188400
10	659.6	-608.8	11980	-655.4	33240	-130100	83340	-263400
9	749.2	-676.4	12750	-731.6	34540	-133300	88420	-375300
8	821.7	-728.1	13490	-4410	36206	-134900	102400	-611900
7	838.1	-770.4	14150	-9888	38100	-141400	108600	-892600
6	876.5	-826	15280	-14870	54880	-163000	176100	-2468000
5	913	-807.6	16420	-19530	116500	-196400	250300	-2878000
4	931	-884.7	19630	-25030	258400	-246500	494900	-3253000
3	932.2	-889.1	21870	-30300	515000	-303800	1102000	-3976000
2	961.1	-917.1	23760	-35460	588900	-307900	1453000	-11150000
1	1003	-941.6	30240	-41380	766600	-310200	1222000	-6650400



Gambar 4.21 Gaya Geser Lantai Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)



Gambar 4.22 Gaya Geser Lantai Gempa Northridge (Kiri) dan Gempa San Fernando (Kanan)

Sama halnya dengan analisa pada gaya geser kolom pinggir, pada ketiga gempa yaitu Elcentro, Loma-Prieta, dan Northridge mengalami pendistribusian gaya geser yang meningkat. Sedangkan untuk gempa San Fernando gaya geser yang terjadi pada lantai 1 mengalami penurunan sebesar 40,35 %.

4.2.3.3 Gaya Dalam Momen Pada Balok RHS

Pada bagian ini akan dianalisis mengenai hasil gaya dalam momen yang terjadi pada balok bagian pinggir serta bagian tengah yang ditinjau. Hasil momen ini yang akan dibandingkan dengan momen kapasitas yang telah diperhitungkan sebelumnya. Perbandingan ini dilakukan untuk melihat ditingkat mana terjadi sudah terjadi kelelahan pada penampang dan juga melihat waktu kejadian dimana penampang tersebut telah mengalami kelelahan akibat diberi beban gempa rencana. Terjadinya kelelahan pada

penampang seperti yang telah dijelaskan sebelumnya apabila momen pada penampang balok melebihi momen kapasitas penampang.

A. Momen Pada Balok Pinggir

Tabel yang telah disajikan berikut ini merupakan nilai momen pada balok bagian pinggir yang dihasilkan dari program SAP2000. Momen kapasitas untuk balok adalah senilai 2529 kNm. Nilai ini yang akan dibandingkan dengan nilai yang ada di tabel berikut :

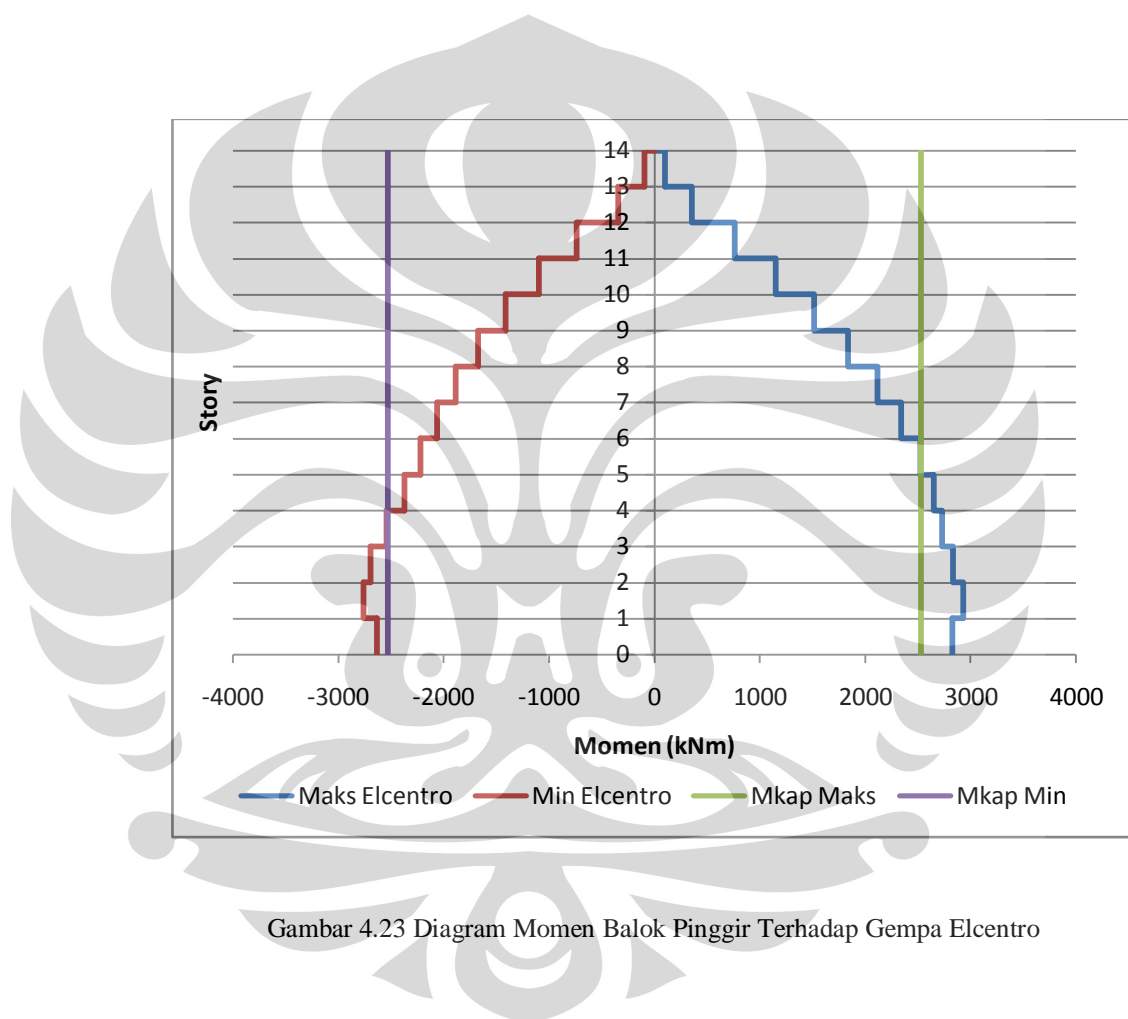
Tabel 4.8 Nilai Momen Balok yang Dihasilkan dari Program SAP2000

Story	Momen Pada Balok Pinggir (satuan kNm)							
	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	99.08	-95.68	8686	-103500	112700	-110200	1539000	-1498000
13	352.2	-343.9	177400	-253500	231900	-238700	3143000	-3253000
12	761.9	-737.8	306500	-464400	372700	-402500	6037000	-7015000
11	1150	-1096	439500	-638500	558100	-528300	8812000	-11000000
10	1513	-1411	557200	-756200	724500	-697900	12120000	-14890000
9	1835	-1673	644400	-805900	867800	-851400	15440000	-18560000
8	2113	-1885	699000	-791300	985200	-988200	18670000	-21970000
7	2342	-2061	718900	-720000	1075000	-1018000	21740000	-25090000
6	2521	-2220	706300	-614400	1138000	-1209000	24620000	-27900000
5	2650	-2372	668700	-575800	1220000	-1294000	27270000	-30350000
4	2728	-2540	620100	-698600	1341000	-1362000	29660000	-32420000
3	2831	-2695	617100	-788400	1444000	-1420000	31650000	-34010000
2	2930	-2758	654200	-823700	1493000	-1425000	32590000	-34470000
1	2823	-2634	651500	-784000	1434000	-1329000	31260000	-32680000

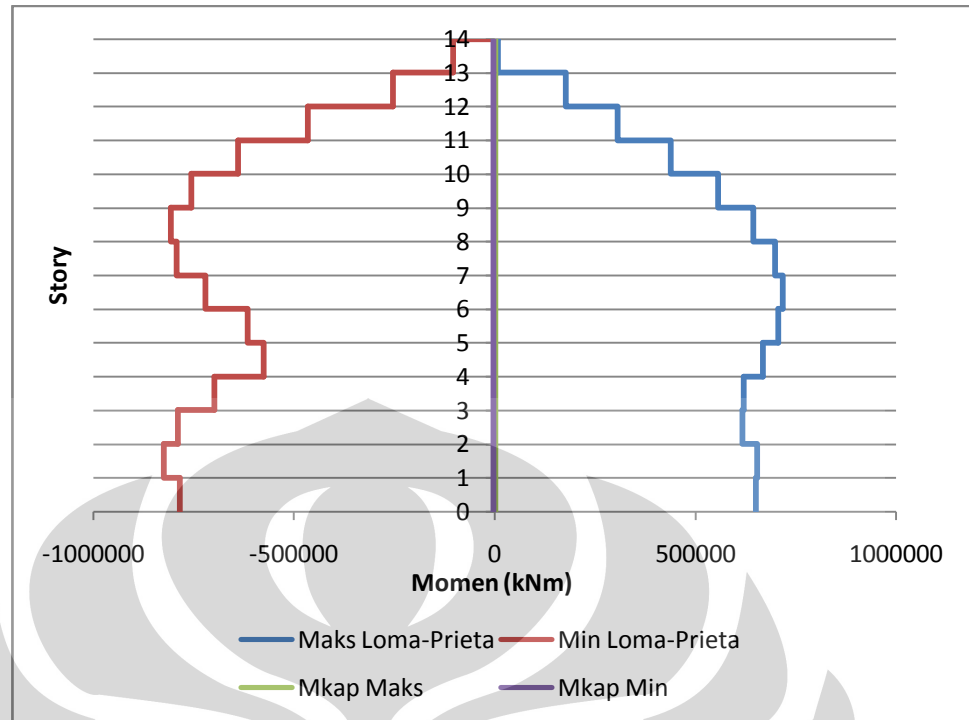
Semua lantai yang terlihat pada tabel di atas, mengalami kelelahan pada penampangnya yang diakibatkan oleh ketiga gempa kecuali gempa Elcentro. Pada gempa Elcentro, terjadi kelelahan pada penampang (yaitu pada momen maksimumnya) dari lantai 6 (lihat **gambar 4.23**). Hal ini diakibatkan momen kapasitas penampang sebelum diberi beban Elcentro lebih kecil dibanding momen yang dihasilkan oleh penampang yang telah diberi beban gempa.

Berbeda dengan hasil momen yang terjadi di penampang kolom, pada penampang balok terjadi penambahan serta pengurangan momen

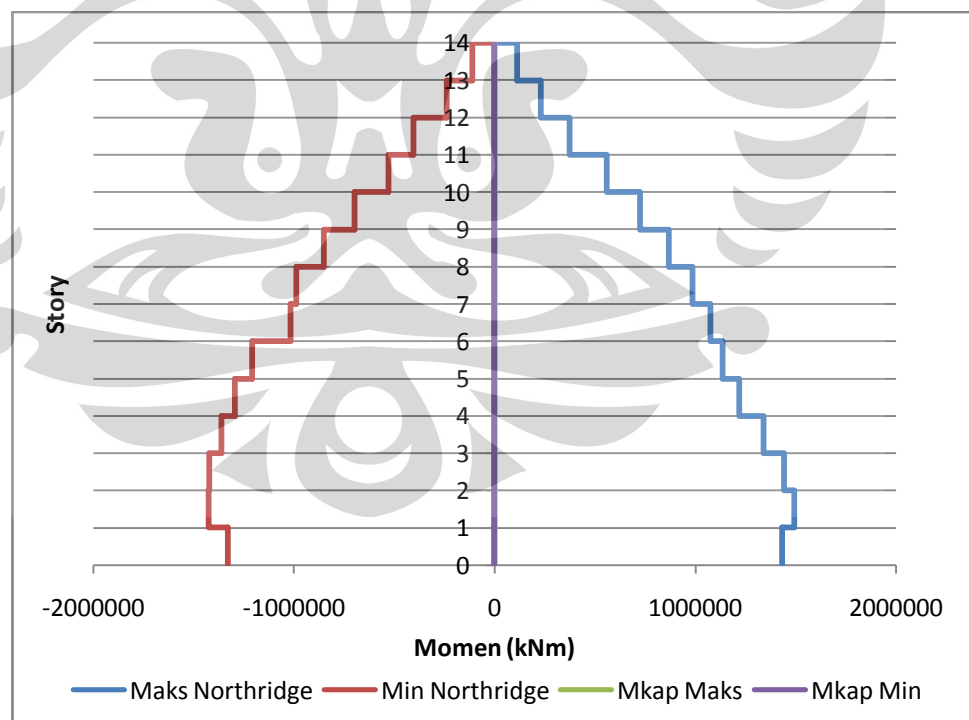
yang terjadi di lantai dasar. Hal ini kemungkinan disebabkan oleh pengaruh kedua gempa tersebut yang lebih dominan menghantam balok lantai bagian tengah dibanding lantai dasar.



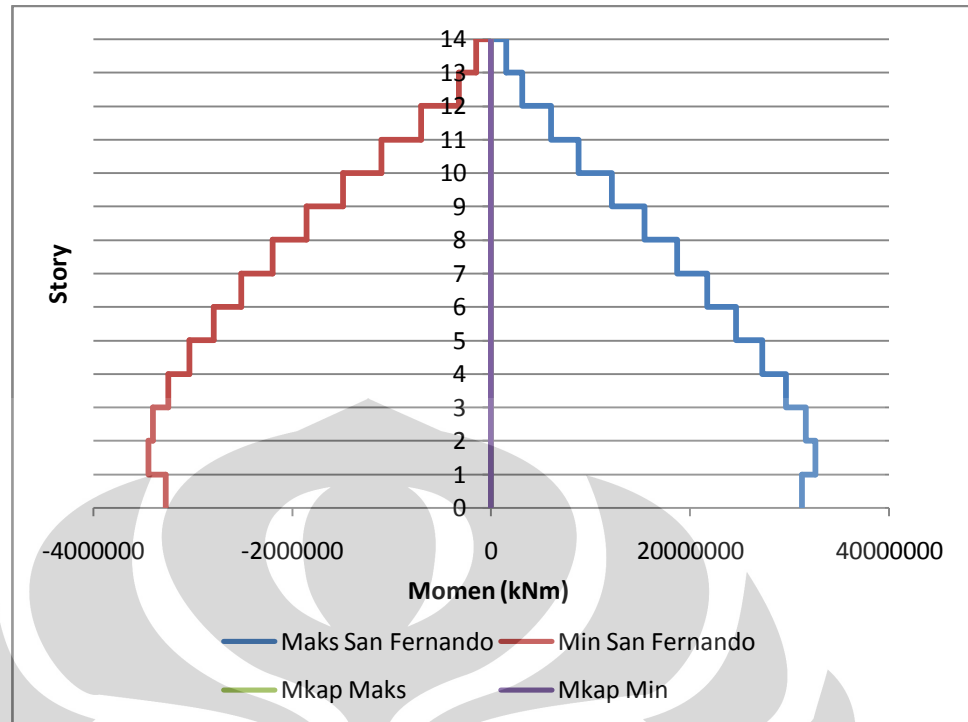
Gambar 4.23 Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa Elcentro



Gambar 4.24 Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa Loma-Prieta

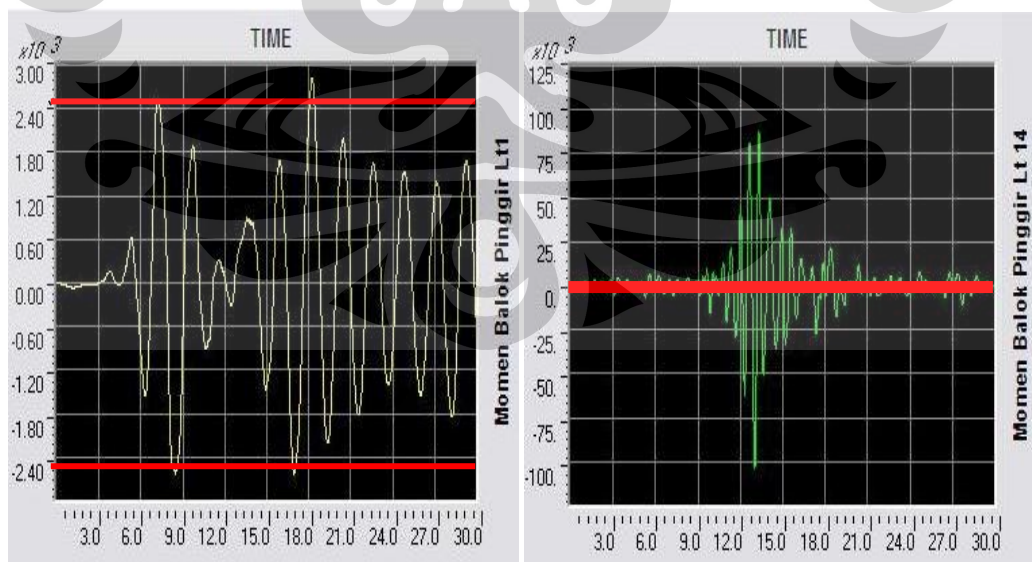


Gambar 4.25 Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa Northridge

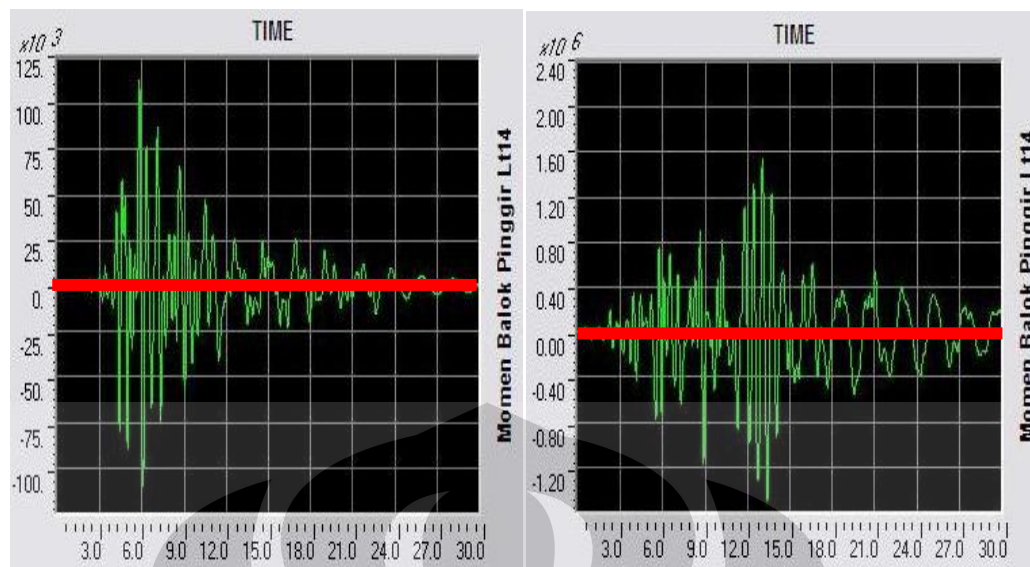


Gambar 4.26 Diagram Momen Balok Pinggir Terhadap Gempa San Fernando

Selanjutnya gambar-gambar di bawah ini merupakan gambar yang menunjukkan durasi (periode) kejadian dimana penampang tersebut telah mengalami kelehan akibat diberi beban gempa rencana.



Gambar 4.27 Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri)
dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)



Gambar 4.28 Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri)
dan Gempa San Fernando (Kanan)

Keterangan : ——— Batas Momen Leleh Maks dan Min

Gempa Elcentro seperti terlihat pada **gambar 4.27** mengalami kelelahan pertama kali (yang ditinjau pada kolom lantai 1) pada periode 18,22 detik untuk batas maksimumnya dan 8,4 detik untuk batas minimum. Berbeda halnya dengan ketiga gempa lainnya, untuk gempa Loma-Prieta adalah pada periode 13,3 detik untuk batas maksimum dan 13,2 detik untuk batas minimumnya. Demikian pula untuk gempa Northridge yang terlihat pada **gambar 4.28** periode yang didapat adalah 5,8 detik untuk batas maksimum dan 6,06 detik untuk batas minimumnya, sedangkan gempa San Fernando mengalami kelelahan pada periode 13,06 detik untuk batas maksimum dan 13,40 detik untuk batas minimumnya. Untuk gempa Loma-Prieta, Northridge, dan San Fernando, karena semua penampang kolom akibat ketiga gempa tersebut baik pada lantai 1 hingga 14 telah mengalami kelelahan, maka gambar-gambar di atas ditinjau berdasarkan lantai teratasnya (lantai 14).

Hal ini menunjukkan bahwa dalam analisis ini kelelahan yang terjadi pada penampang tergantung dari durasi (periode) yang

dibutuhkan. Gempa Elcentro membutuhkan lebih banyak membutuhkan waktu untuk membuat penampang yang terkena gempa tersebut untuk terjadi kelelahan, sedangkan untuk ketiga gempa lainnya membutuhkan waktu yang tidak lama untuk membuat penampangnya mengalami kelelahan.

B. Momen Pada Balok Tengah

Berikut ini merupakan tabel yang menyajikan nilai momen pada penampang balok bagian tengah yang dihasilkan dari program SAP2000. Momen kapasitas untuk balok adalah senilai 2529kNm. Nilai ini yang akan dibandingkan dengan nilai yang ada di tabel berikut :

Tabel 4.9 Nilai Momen Balok yang Dihasilkan dari Program SAP2000

Story	Momen Pada Balok Tengah (satuan kNm)							
	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	371	-361.4	135500	-192800	182500	-173000	3008000	-3668000
13	700.7	-681.2	258100	-369400	344000	-326100	5628000	-6888000
12	1065	-1027	392900	-557300	520200	-494800	8532000	-10470000
11	1430	-1362	522300	-718300	693500	-665100	11600000	-1420000
10	1765	-1648	629200	-823600	845000	-821000	14650000	-17770000
9	2059	-1885	706900	-864300	974300	-960700	17670000	-21110000
8	2305	-2070	753000	-843700	1076000	-1083000	20570000	-21470000
7	2499	-2217	764800	-766900	1151000	-1185000	23300000	-26890000
6	2641	-2338	744300	-654000	1199000	-1269000	25780000	-29260000
5	2728	-2446	698300	-569400	1255000	-1333000	27980000	-31220000
4	2764	-2561	638900	-677500	1350000	-1378000	29860000	-32750000
3	2794	-2663	602600	-756300	1425000	-1396000	31250000	-33700000
2	2853	-2688	620900	-785100	1454000	-1384000	31740000	-33690000
1	2630	-2461	600300	-721800	1336000	-1237000	29130000	-30530000

Sama halnya dengan balok pinggir, Semua lantai yang terlihat pada tabel di atas, telah mengalami kelelahan pada penampangnya yang diakibatkan oleh ketiga gempa selain gempa Elcentro. Pada gempa Elcentro, terjadi kelelahan pada penampang (yaitu pada momen maksimumnya) dimulai dari lantai 7 (lihat **gambar 4.29**). Hal ini

diakibatkan momen kapasitas penampang sebelum diberi beban Elcentro lebih kecil dibanding momen yang dihasilkan oleh penampang yang telah diberi beban gempa.

Demikian pula halnya dengan ketiga gempa lainnya. Dan yang paling mendekati perilaku keruntuhan (terlihat pada sendi plastis yang terjadi) adalah struktur yang diberi beban gempa San Fernando. Kelelahan pada penampang terjadi disemua lantai. Hal ini mungkin dapat disebabkan oleh kurang stabilnya elemen struktur yang digunakan sehingga banyak menimbulkan mekanisme sendi plastis yang tidak beraturan sehingga struktur ini dapat dikategorikan sebagai struktur dengan *performance criteria* yang buruk.

Yang dapat dikategorikan struktur yang memiliki *performance criteria* yang baik adalah struktur yang memperhatikan kriteria :

1. *Strength* (Kekuatan)

Berhubungan dengan kemampuan elemen struktur untuk menahan beban luar. Serta berhubungan dengan gaya dalam yang terjadi pada elemen tersebut.

2. *Stiffness* (Kekakuan)

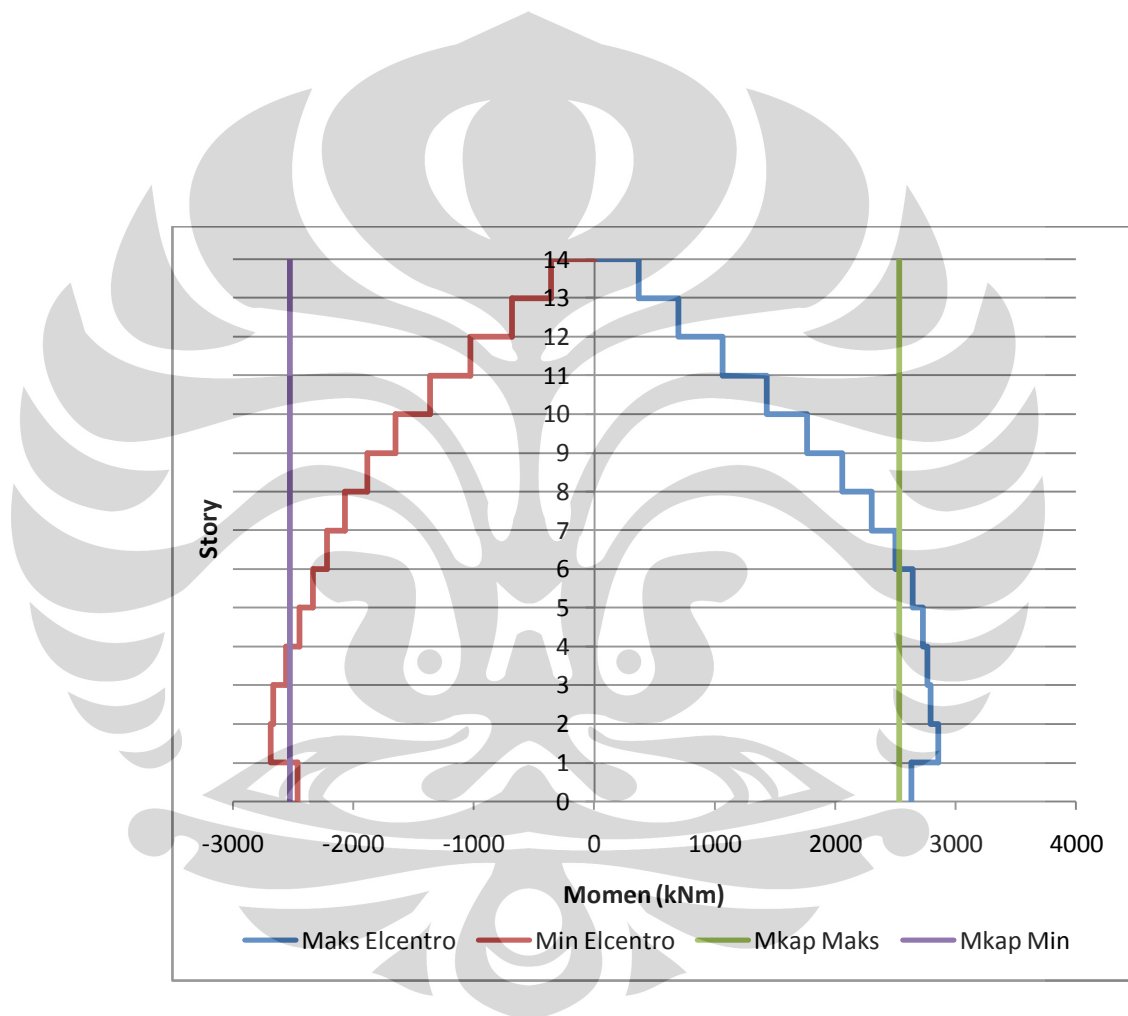
Berhubungan dengan *serviceability* (kenyamanan) bangunan. Jika suatu bangunan tidak kaku maka yang terjadi bangunan tersebut akan lentur sehingga membuat penghuni tidak nyaman berada di bangunan tersebut. Dan elemen struktur yang paling mempengaruhi tingkat kenyamanan adalah balok.

3. *Ductility* (Daktilitas)

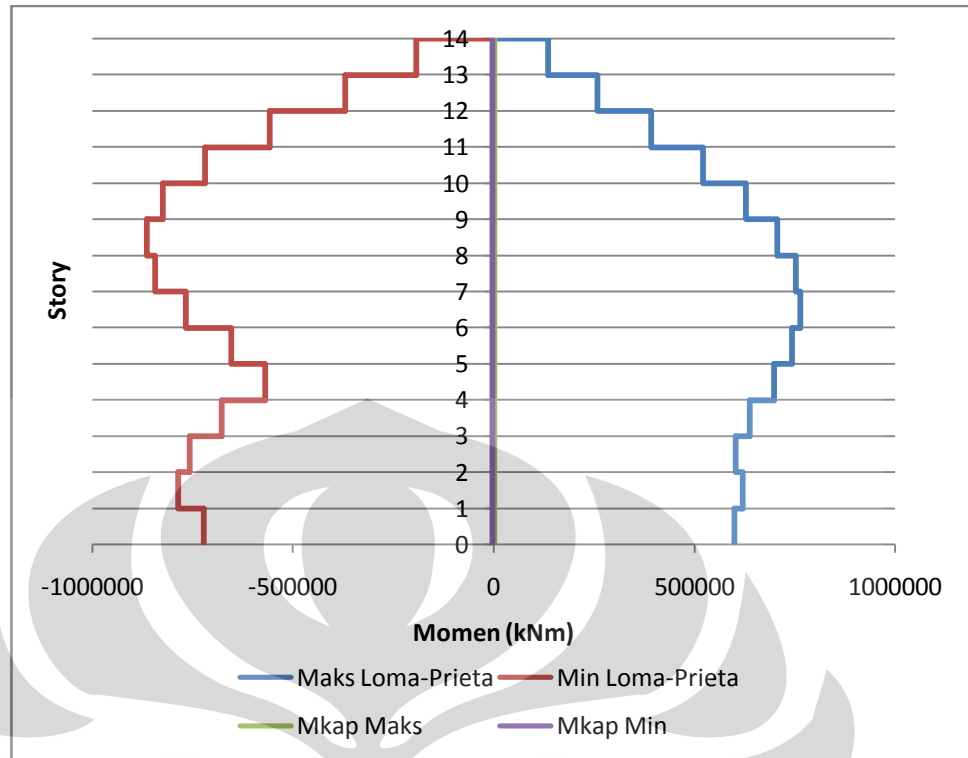
Merupakan kemampuan elemen berdeformasi setelah mengalami proses *yielding* (kelelahan). Daktilitas yang baik adalah dimana deformasi plastis yang dialami besar. Deformasi plastis yang disebabkan oleh lelehnya suatu material pada penampang yang digunakan, inilah yang menyebabkan struktur akan mengalami mekanisme terjadinya sendi-sendi plastis.

Dari penjelasan singkat ini maka struktur bangunan rumah sakit baik yang dikenai beban gempa Loma-Prieta, Northridge, maupun San

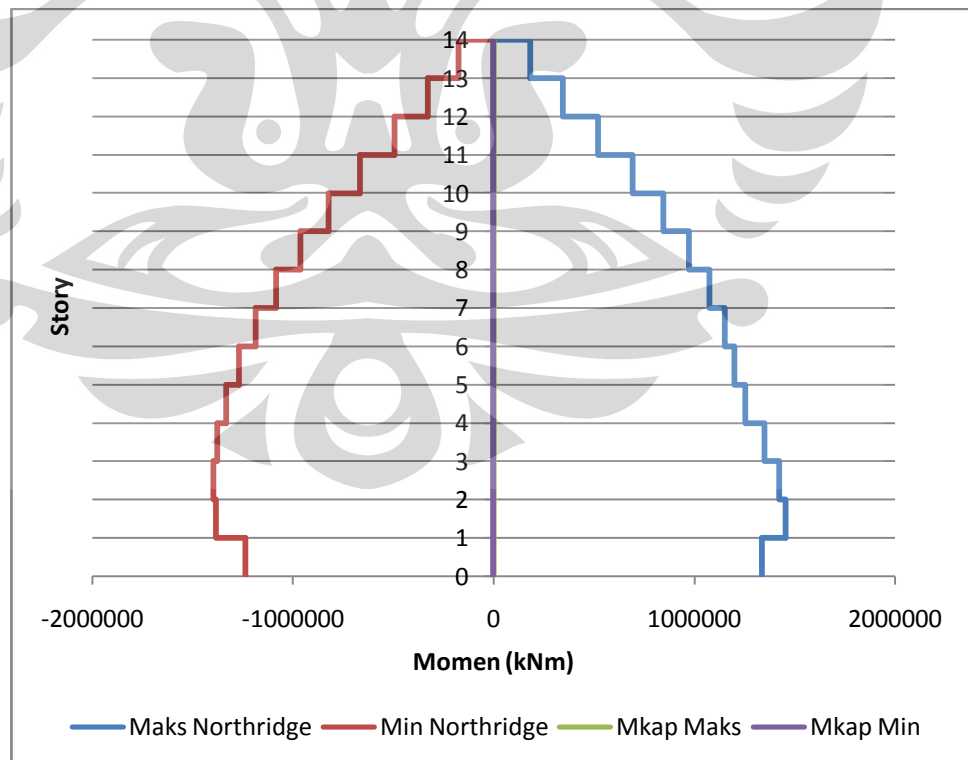
Fernando sudah bukan struktur yang baik dalam menahan gempa. Sedangkan yang telah diberi beban gempa Elcentro, hanya terjadi kelelahan pada penampangnya dan belum terjadi pembentukan sendi plastis. Hal ini dikarenakan banyaknya sendi-sendi plastis yang muncul akibat gempa Loma-Prieta, Northridge dan San Fernando ditempatkan yang seharusnya tidak diharapkan muncul, yaitu kolom. Hal ini sudah tidak sesuai lagi dengan konsep *strong column-weak beam*.



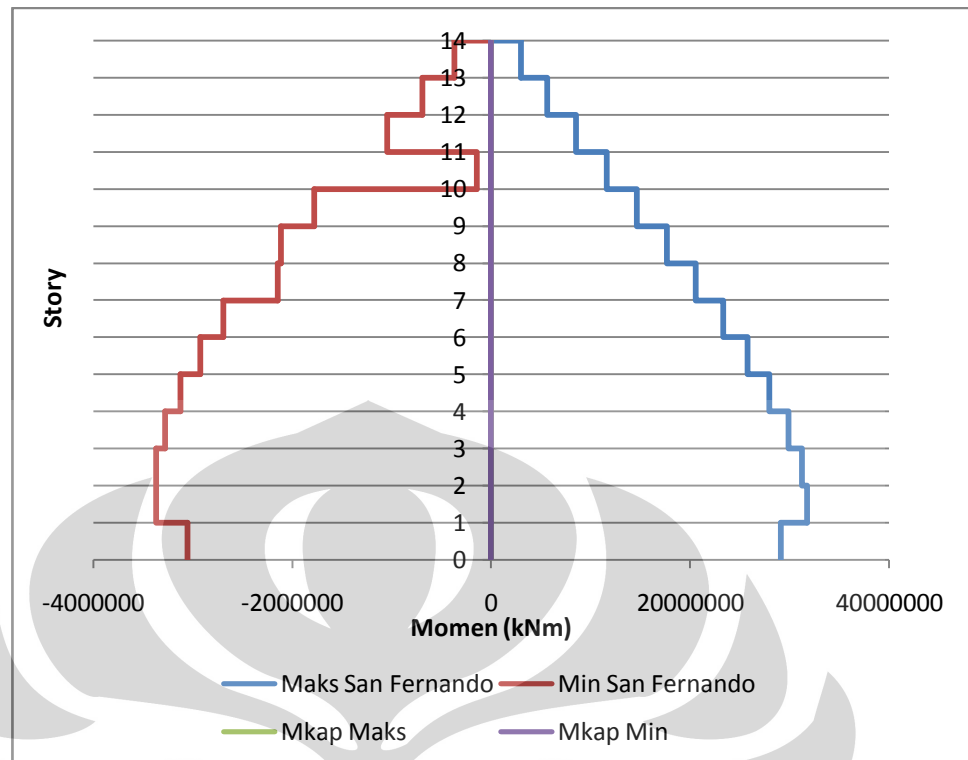
Gambar 4.29 Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa Elcentro



Gambar 4.30 Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa Loma-Prieta

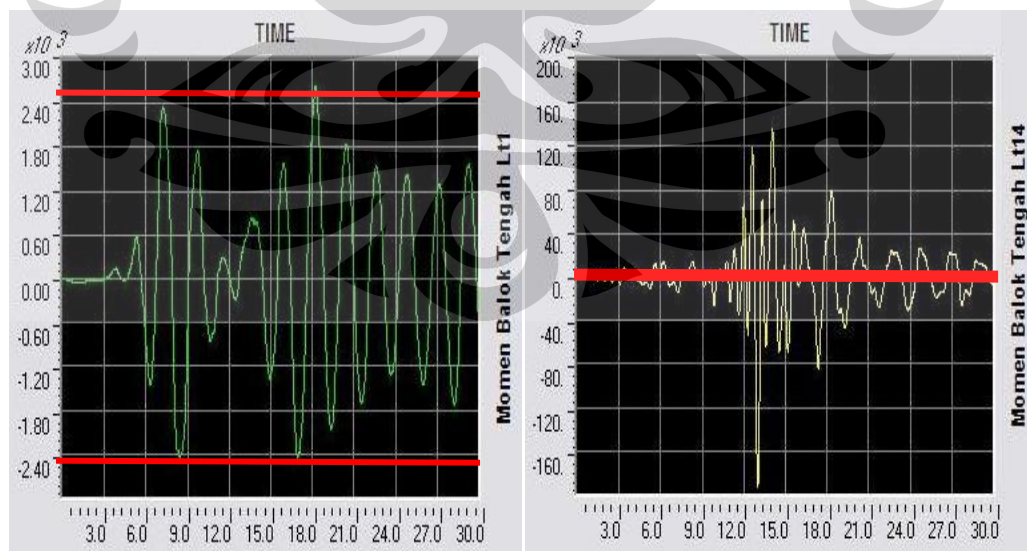


Gambar 4.31 Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa Northridge

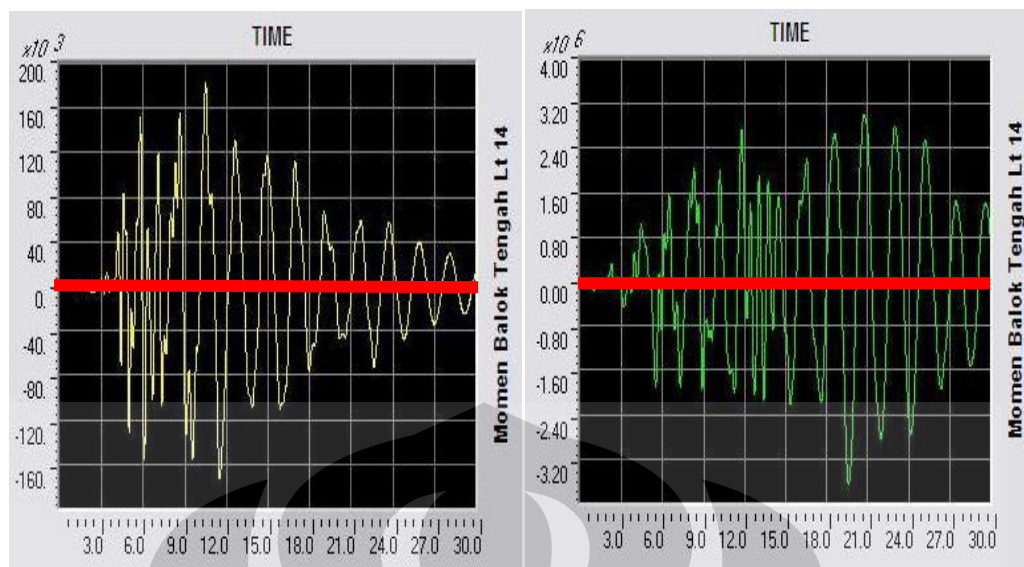


Gambar 4.32 Diagram Momen Balok Tengah Terhadap Gempa San Fernando

Selanjutnya gambar-gambar di bawah ini merupakan gambar yang menunjukkan durasi (periode) kejadian dimana penampang tersebut telah mengalami kelehan akibat diberi beban gempa rencana.



Gambar 4.33 Momen Vs Waktu Gempa Elcentro (Kiri)
dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)



Gambar 4.34 Momen Vs Waktu Gempa Northridge (Kiri)
dan Gempa San Fernando (Kanan)

Keterangan : — Batas Momen Leleh Maks dan Min

Gempa Elcentro seperti terlihat pada **gambar 4.33** mengalami kelehan pertama kali (yang ditinjau pada kolom lantai 1) pada periode 18,22 detik untuk batas maksimumnya dan 8,44 detik untuk batas minimum. Berbeda halnya dengan ketiga gempa lainnya, untuk gempa Loma-Prieta adalah pada periode 14,06 detik untuk batas maksimum dan 13,02 detik untuk batas minimumnya. Demikian pula untuk gempa Northridge yang terlihat pada **gambar 4.34** periode yang didapat adalah 10,5 detik untuk batas maksimum dan 11,52 detik untuk batas minimumnya, sedangkan gempa San Fernando mengalami kelelahan pada periode 20,72 detik untuk batas maksimum dan 19,60 detik untuk batas minimumnya. Untuk gempa Loma-Prieta, Northridge, dan San Fernando, karena semua penampang kolom akibat ketiga gempa tersebut baik pada lantai 1 hingga 14 telah mengalami kelelahan, maka gambar-gambar di atas ditinjau berdasarkan lantai teratasnya (lantai 14).

Hal ini menunjukkan bahwa dalam analisis ini kelelahan yang terjadi pada penampang tergantung dari durasi (periode) yang

dibutuhkan. Gempa Elcentro membutuhkan lebih banyak membutuhkan waktu untuk membuat penampang yang terkena gempa tersebut untuk terjadi kelelahan, sedangkan untuk ketiga gempa lainnya membutuhkan waktu yang tidak lama untuk membuat penampangnya mengalami kelelahan.

4.2.4 Simpangan (*Story Drift*) dan Simpangan antar Tingkat

A. Simpangan (*Story Drift*)

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relatif antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap-tiap tingkatan bangunan (*horizontal story to story deflection*).

Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dapat dilihat dari tiga pandangan yang berbeda, menurut Farzad Naeim (1989), yaitu :

1. Kestabilan Struktur (*structural stability*)
2. Kesempurnaan Arsitektur (*architectural stability*) dan potensi kerusakan bermacam-macam komponen beban struktur.
3. Kenyamanan manusia (*human comfort*), sewaktu terjadi gempa bumi dan sesudah bangunan mengalami gerakan gempa.

Hal yang serupa, Richard N. White (1987) berpendapat bahwa dalam perencanaan bangunan tinggi selalu dipengaruhi oleh pertimbangan lendutan (*deflection*), bukannya oleh kekuatan (*strength*).

Tabel di bawah ini merupakan hasil *Displacement* dan Simpangan maksimum yang terjadi pada portal bangunan rumah sakit yang telah dikenai masing-masing beban gempa rencana.

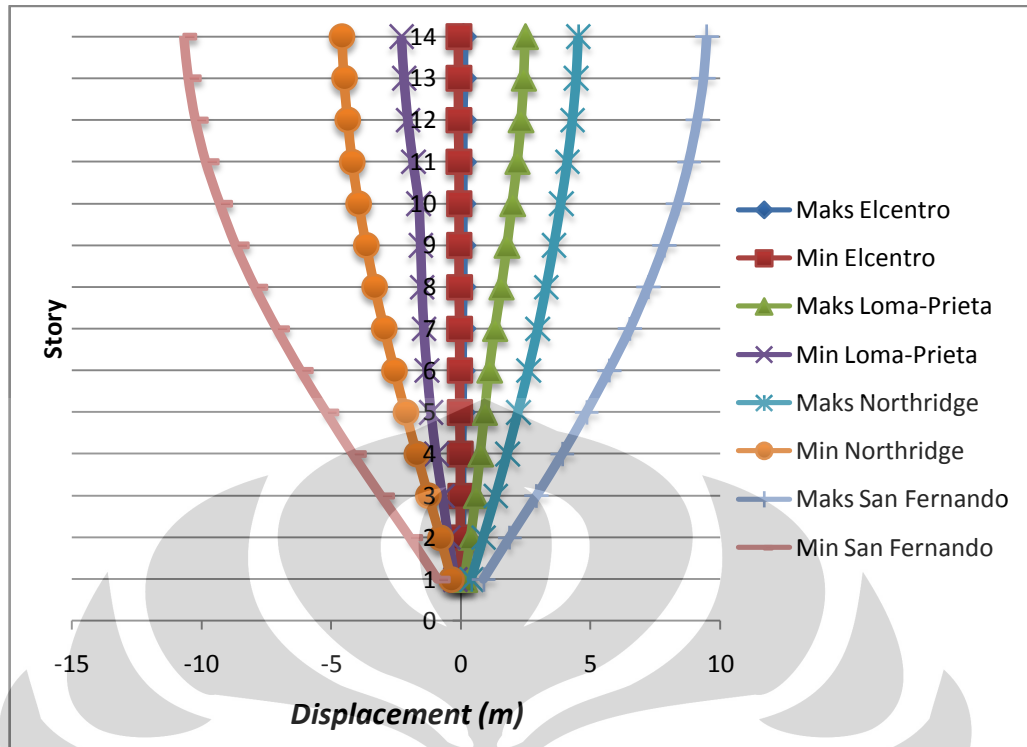
Tabel 4.10. *Displacement* masing-masing Lantai

Story	<i>Displacement</i> (satuan m)							
	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	0.09301	-0.0885	2.482	-2.287	4.523	-4.585	9.48	-10.69
13	0.09138	-0.08641	2.42	-2.196	4.439	-4.507	9.349	-10.52
12	0.08871	-0.08404	2.317	-2.045	4.299	-4.378	9.12	-10.24

11	0.08485	-0.08013	2.172	-1.84	4.105	-4.192	8.792	-9.836
10	0.07983	-0.07521	1.987	-1.635	3.865	-3.956	8.364	-9.314
9	0.07378	-0.06943	1.774	-1.556	3.577	-3.655	7.839	-8.679
8	0.06683	-0.06298	1.554	-1.505	3.282	-3.326	7.218	-7.94
7	0.05906	-0.05598	1.313	-1.43	2.959	-2.958	6.508	-7.107
6	0.05101	-0.04875	1.099	-1.316	2.603	-2.56	5.714	-6.191
5	0.04334	-0.04119	0.9175	-1.155	2.212	-2.136	4.844	-5.204
4	0.03504	-0.0331	0.7516	-0.9515	1.787	-1.701	3.905	-4.16
3	0.02617	-0.0246	0.5772	-0.7177	1.334	-1.253	2.908	-3.075
2	0.01696	-0.01587	0.3853	-0.4853	0.8622	-0.7978	1.879	-1.972
1	0.007854	-0.00737	0.1378	-0.2144	0.3988	-0.3756	0.8687	-0.9064

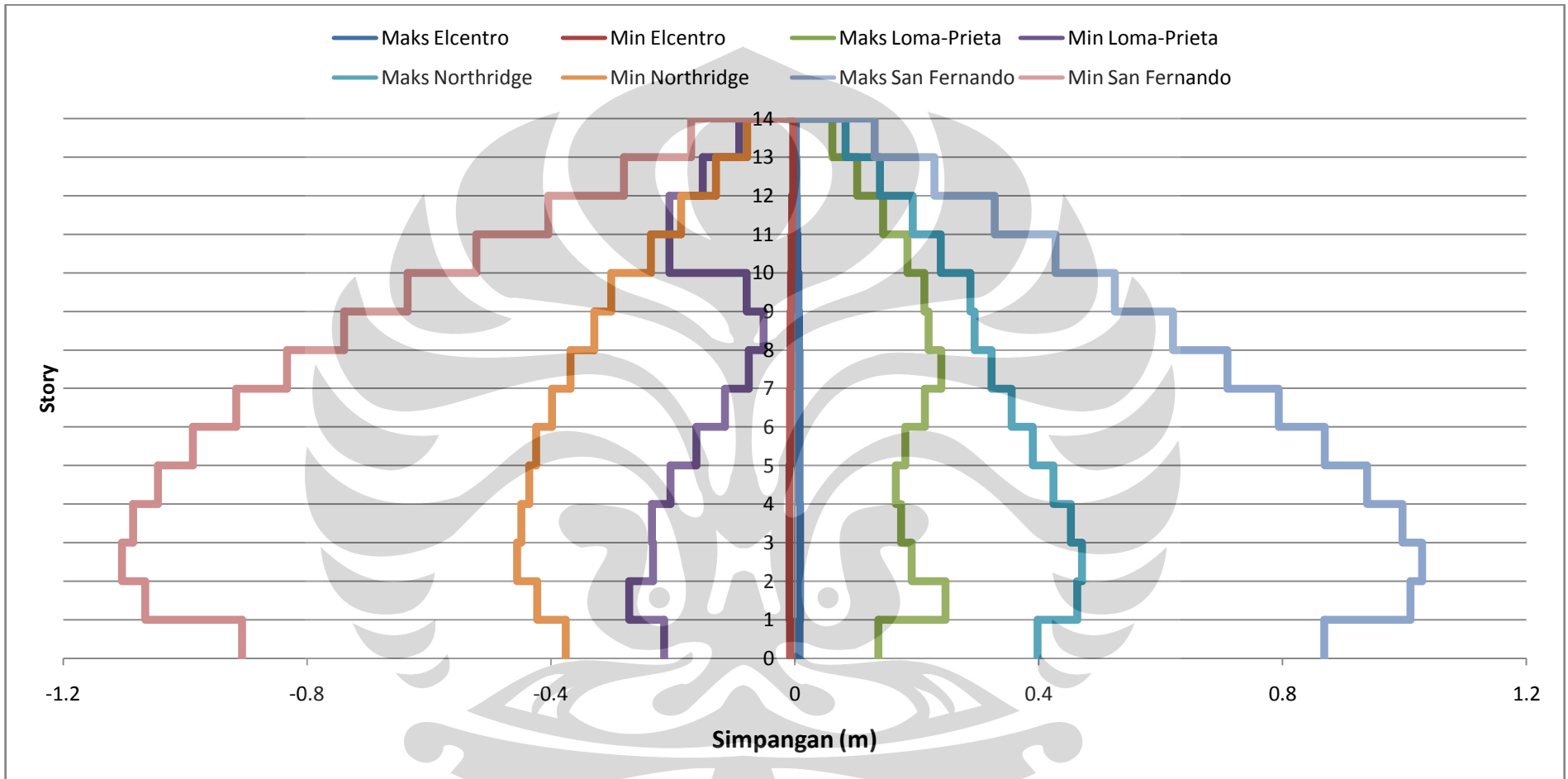
Tabel 4.11 Simpangan Terhadap Beban Gempa

Story	Simpangan (satuan m)							
	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	0.00163	-0.00209	0.062	-0.091	0.084	-0.078	0.131	-0.17
13	0.00267	-0.00237	0.103	-0.151	0.14	-0.129	0.229	-0.28
12	0.00386	-0.00391	0.145	-0.205	0.194	-0.186	0.328	-0.404
11	0.00502	-0.00492	0.185	-0.205	0.24	-0.236	0.428	-0.522
10	0.00605	-0.00578	0.213	-0.079	0.288	-0.301	0.525	-0.635
9	0.00695	-0.00645	0.22	-0.051	0.295	-0.329	0.621	-0.739
8	0.00777	-0.007	0.241	-0.075	0.323	-0.368	0.71	-0.833
7	0.00805	-0.00723	0.214	-0.114	0.356	-0.398	0.794	-0.916
6	0.00767	-0.00756	0.1815	-0.161	0.391	-0.424	0.87	-0.987
5	0.0083	-0.00809	0.1659	-0.2035	0.425	-0.435	0.939	-1.044
4	0.00887	-0.0085	0.1744	-0.2338	0.453	-0.448	0.997	-1.085
3	0.00921	-0.00873	0.1919	-0.2324	0.4718	-0.4552	1.029	-1.103
2	0.009106	-0.0085	0.2475	-0.2709	0.4634	-0.4222	1.0103	-1.0656
1	0.007854	-0.00737	0.1378	-0.2144	0.3988	-0.3756	0.8687	-0.9064



Gambar 4.35 Diagram Perbandingan *Displacement* Tiap Gempa

Berdasarkan **gambar 4.36** di bawah ini, terlihat bahwa gempa San Fernando mengakibatkan simpangan yang paling besar yang dialami struktur. Simpangan yang besar ini kemungkinan terjadi akibat panjangnya periode getar yang dialami oleh gempa San Fernando. Dengan demikian akibat dari gempa San Fernando, struktur telah mengalami ketidakstabilan yang akan mengakibatkan struktur cepat mengalami keruntuhan dikarenakan simpangan yang sangat besar (tetapi yang lebih berpengaruh adalah simpangan antar tingkat). Hal ini pun mengindikasikan bahwa bangunan rumah sakit yang telah dikenai beban gempa sudah tidak nyaman untuk dihuni. Maka perlu desain kembali dengan konsep desain yang baik untuk menahan gempa.



Gambar 4.36 Simpangan Masing-masing Beban Gempa

B. Simpangan Antar Tingkat (*InterStory Drift*)

Pada bagian ini akan diketahui perbandingan simpangan antar tingkat pada keempat gempa rencana.

Tabel 4.12 Simpangan Antar Tingkat Terhadap Beban Gempa

Story	Simpangan Antar Tingkat (satuan m)							
	Elcentro		Loma-Prieta		Northridge		San Fernando	
	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min	Maks	Min
14	0.000407	-0.00052	0.0155	-0.02275	0.021	-0.0195	0.03275	-0.0425
13	0.000668	-0.00059	0.02575	-0.03775	0.035	-0.03225	0.05725	-0.07
12	0.000965	-0.00098	0.03625	-0.05125	0.0485	-0.0465	0.082	-0.101
11	0.001255	-0.00123	0.04625	-0.05125	0.06	-0.059	0.107	-0.1305
10	0.001513	-0.00145	0.05325	-0.01975	0.072	-0.07525	0.13125	-0.15875
9	0.001738	-0.00161	0.055	-0.01275	0.07375	-0.08225	0.15525	-0.18475
8	0.001943	-0.00175	0.06025	-0.01875	0.08075	-0.092	0.1775	-0.20825
7	0.002013	-0.00181	0.0535	-0.0285	0.089	-0.0995	0.1985	-0.229
6	0.001918	-0.00189	0.045375	-0.04025	0.09775	-0.106	0.2175	-0.24675
5	0.002075	-0.00202	0.041475	-0.05088	0.10625	-0.10875	0.23475	-0.261
4	0.002218	-0.00213	0.0436	-0.05845	0.11325	-0.112	0.24925	-0.27125
3	0.002303	-0.00218	0.047975	-0.0581	0.11795	-0.1138	0.25725	-0.27575
2	0.002277	-0.00212	0.061875	-0.06773	0.11585	-0.10555	0.252575	-0.2664
1	0.001571	-0.00147	0.02756	-0.04288	0.07976	-0.07512	0.17374	-0.18128

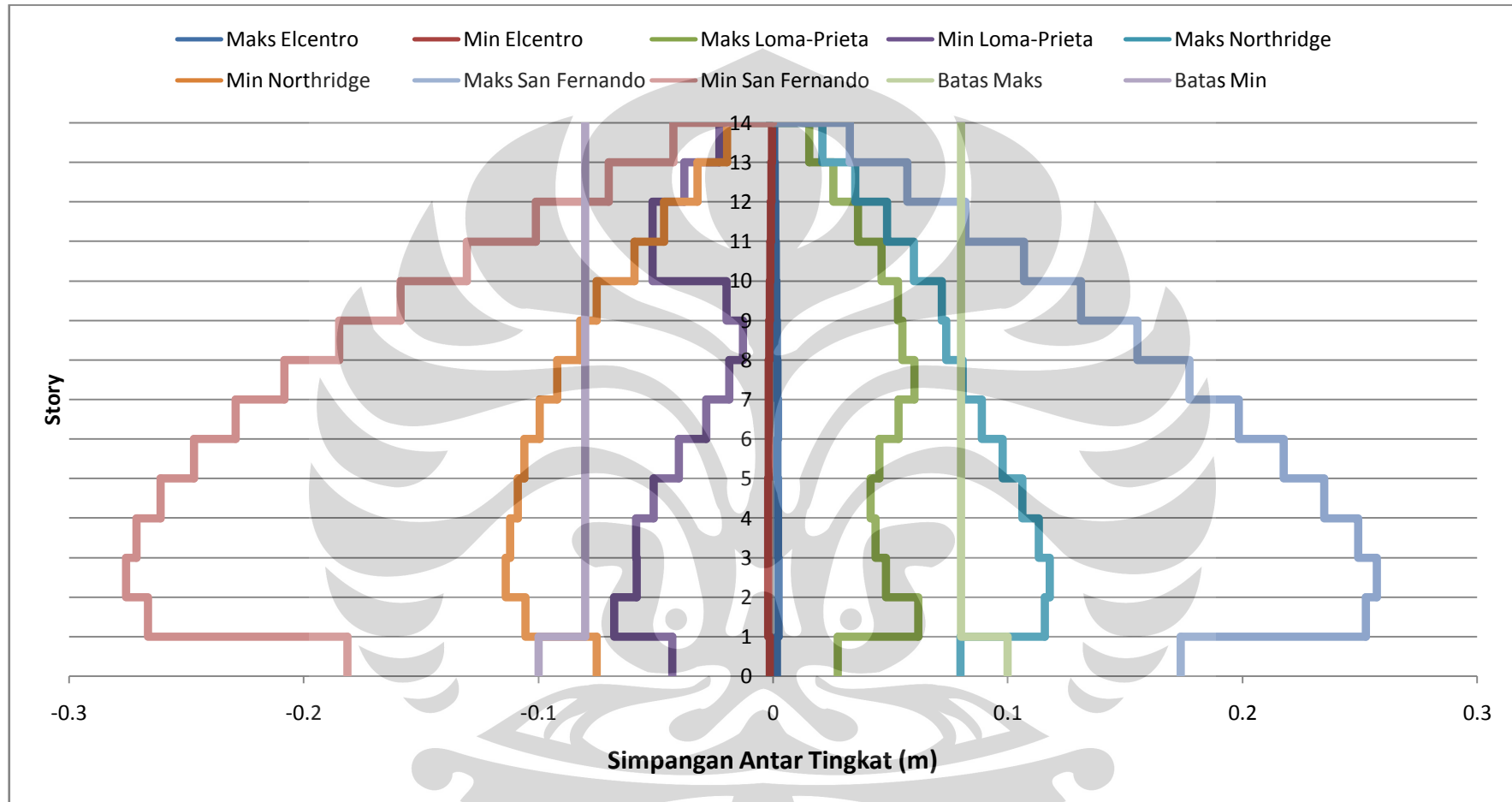
Gambar 4.37 di bawah ini merupakan diagram yang menunjukkan simpangan antar tingkat pada struktur bangunan yang dihasilkan oleh keempat gempa rencana. Pada umumnya, kerusakan pada elemen struktur diakibatkan oleh adanya simpangan antar tingkat yang besar. Oleh sebab itu, perlu adanya pembatasan dalam simpangan antar tingkat tersebut. Pembatasan nilai simpangan dimaksudkan untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa, menjamin agar kenyamanan penghuni/pengguna gedung tidak terganggu dan juga untuk mengurangi timbulnya momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja gaya aksial di dalam kolom yang dalam hal ini disebut juga p -delta atau pembesaran pengaruh gaya aksial (P) yang bekerja dalam kolom-kolom akibat membesarnya eksentrisitas gaya-gaya aksial karena adanya *displacement* (simpangan) pada struktur.

Untuk dapat memenuhi kriteria pembatasan yang disyaratkan dalam segala hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui dari 2% kali tinggi tingkat yang bersangkutan (SNI 03-1726-2002).

Tabel 4.13 Batas Simpangan Antar Tingkat yang Diijinkan

Story	Height (m)	Batas Maks (m)	Batas Min (m)
14	4	0.08	-0.08
13	4	0.08	-0.08
12	4	0.08	-0.08
11	4	0.08	-0.08
10	4	0.08	-0.08
9	4	0.08	-0.08
8	4	0.08	-0.08
7	4	0.08	-0.08
6	4	0.08	-0.08
5	4	0.08	-0.08
4	4	0.08	-0.08
3	4	0.08	-0.08
2	4	0.08	-0.08
1	5	0.1	-0.1

Dari gambar tersebut, terlihat bahwa hanya gempa Elcentro dan Loma-Prieta yang masih berada di dalam wilayah batas. Hal ini menunjukkan bahwa struktur yang dikenai beban gempa tersebut masih masuk dalam kriteria aman dari keruntuhan yang dapat menimbulkan korban jiwa dan sebagainya. Akan tetapi berbeda dengan kedua gempa lainnya, pada gempa Northridge dan San Fernando, selain akan menyebabkan keruntuhan akibat tidak kuatnya struktur merespon gempa tersebut, juga dapat menimbulkan efek p-delta yang sangat membahayakan kestabilan struktur, serta terlalu sedikitnya energi yang disipasikan melalui mekanisme daktail (perubahan bentuk secara daktail) yang dengan demikian menyebabkan ketahanan struktur terhadap beban gempa menjadi lebih kecil.



Gambar 4.37 Simpangan Antar Tingkat Terhadap Beban Gempa

4.3 Output Lokasi Sendi Plastis Berdasarkan Tahapan Kinerja Pada SAP2000

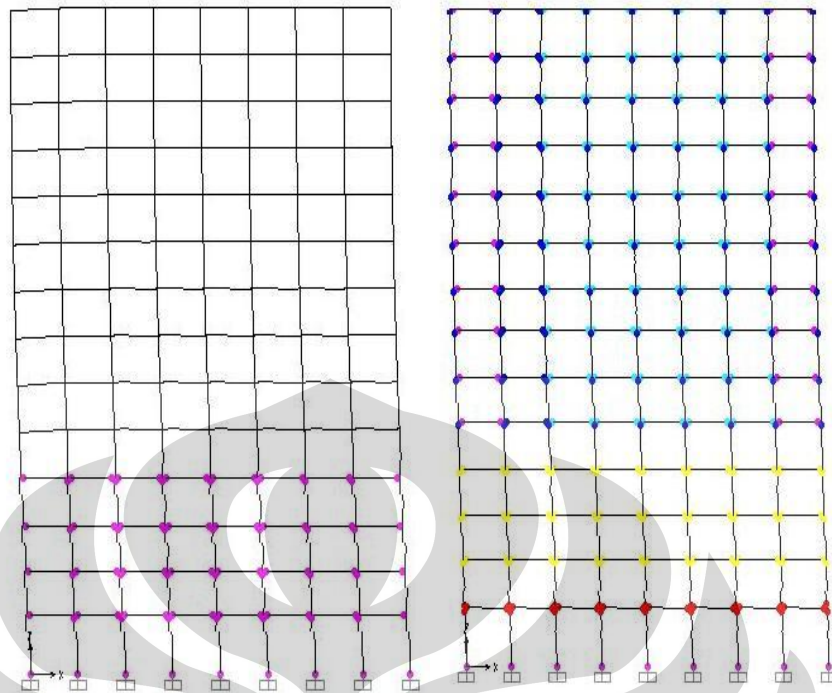
Berikut ini merupakan hasil pembentukan sendi plastis pada struktur bangunan rumah sakit akibat 4 gempa rencana yang diberikan berikut penjelasannya :

A. Gempa Elcentro

Berdasarkan tahapan kinerja perilaku material inelastik pasca gempa, pada struktur yang terkena beban gempa Elcentro hanya terjadi kelelahan pada penampang baik pada balok maupun kolom. Akan tetapi mekanisme sendi plastis belum terbentuk pada struktur ini.

B. Gempa Loma-Prieta

Berdasarkan tahapan kinerja perilaku material inelastik pasca gempa, pada struktur yang terkena beban gempa Loma-Prieta sudah terjadi kerusakan pada struktur ini, dikarenakan diseluruh lantai sudah terbentuk mekanisme sendi plastis. Pada komponen struktur yang telah diberi gempa Loma-Prieta ini, sudah terjadi kerusakan serta kekakuan yang melai berkurang walaupun masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Bahkan pada penampang balok lantai 1 tahanan sisa penampang yang ada hanya memiliki 20% dari ketahanan nominal, sehingga telah terjadi penyerapan energi dissipasi yang besar sehingga struktur mengalami deformasi yang besar pula. Struktur ini masih dapat dipergunakan kembali apabila telah melakukan perbaikan.



Gambar 4.38 Mekanisme Struktur Portal Arah X yang Terbentuk Akibat Gempa Elcentro (Kiri) dan Gempa Loma-Prieta (Kanan)

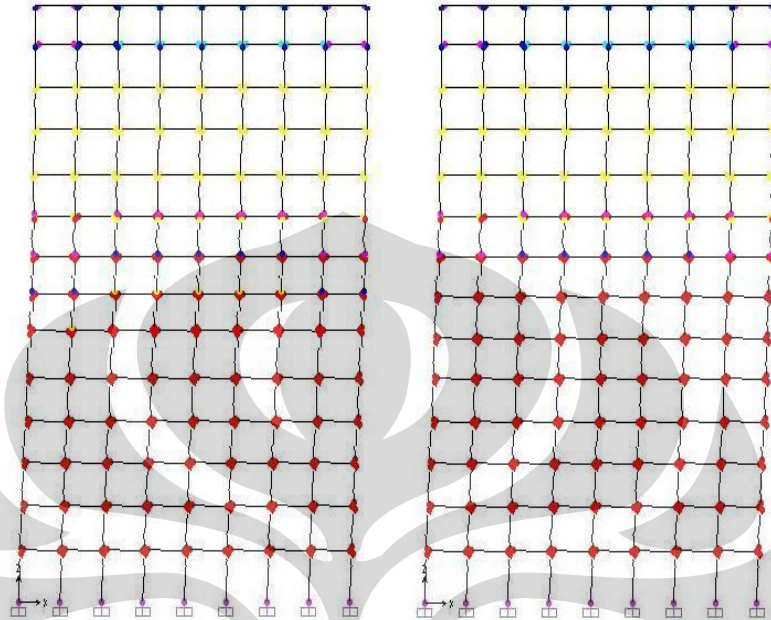
C. Gempa Northridge

Dilihat dari portal di bawah ini (gambar 4.39), sudah dapat dikatakan struktur sudah tidak dapat menahan gempa terutama gempa yang kuat, akibat kekakuan dan kekuatan dari penampang yang berkurang sangat banyak yang dikarenakan tahanan sisa penampang yang ada hanya memiliki 20% dari ketahanan nominalnya. Dapat dikatakan struktur sudah *collapse* dan runtuh dan tidak dapat dipergunakan lagi. Konsep mekanisme “*strong column weak beam*” sudah jauh dari harapan.

D. Gempa San Fernando

Sama halnya dengan gempa Northridge, struktur yang diakibatkan gempa ini sudah tidak mampu menahan gempa apalagi gempa yang lebih kuat, akibat kekakuan dan kekuatan dari penampang yang berkurang sangat banyak yang dikarenakan tahanan sisa penampang yang ada hanya memiliki 20% dari ketahanan nominalnya. Dapat dikatakan struktur sudah *collapse* dan runtuh dan tidak dapat dipergunakan lagi. Dan sangat mungkin terjadi kejatuhan material

bangunan akibat kerusakan struktur. Dengan demikian, konsep mekanisme “*strong column weak beam*” sudah jauh dari harapan.



Gambar 4.39 Mekanisme Struktur Portal Arah X yang Terbentuk Akibat Gempa Northridge (Kiri) dan San Fernando (Kanan)

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dengan bantuan Program SAP2000, maka penelitian ini dapat disimpulkan :

1. Momen kapasitas pada penampang yang didapat dari metode v dimana balok komposit bernilai 2529 kNm dan kolom komposit bernilai 4654 kNm lebih kecil dibanding momen yang telah dikenai 4 beban gempa yang didapat dari program SAP2000. Dengan demikian dapat dikatakan bahwa penampang komposit mengalami proses *yielding* (kelelahan) setelah diberi beban gempa tersebut.
2. *Hinge properties* yang membuat struktur berperilaku inelastis, membuat periode getar alami yang dihasilkan menjadi lebih panjang.
3. Hasil yang didapat sama dengan hasil yang direncanakan, walaupun akibat adanya *hinge*, membuat proses pengerjaan membutuhkan waktu yang sangat lama. Sesungguhnya semakin lama proses yang terjadi untuk mendekati hasil periode yang dibutuhkan, maka semakin akurat hasilnya.
4. Secara keseluruhan gaya dalam momen baik pada kolom maupun balok dan gaya geser pada kolom mengalami peningkatan dari lantai teratas hingga lantai dasar. Walaupun ada pula yang terjadi penurunan baik momen maupun gaya geser yang diakibatkan gempa-gempa tersebut.
5. Simpangan antar tingkat yang dihasilkan gempa Elcentro dan Loma-Prieta, masih berada dalam kriteria aman dari keruntuhan. Hal ini berdasarkan perhitungan simpangan antar tingkat yang terjadi masih berada dibawah nilai persyaratan kriteria ultimate simpangan yaitu 2% dari tinggi tingkat yang bersangkutan.
6. Dari ke empat gempa rencana yang diberikan ke struktur tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa gempa Northridge dan gempa San Fernando yang mengalami pembentukan sendi plastis paling banyak. Dalam hal ini gempa Northridge dan gempa San Fernando membuat struktur mengalami

kerusakan yang sangat besar hingga struktur harus didesain ulang dengan property penampang yang memenuhi persyaratan.

5.2 Saran

Penulis mencoba memberikan saran berupa :

1. Perlu menggunakan dimensi yang lebih besar pada penampang baik pada balok maupun kolom agar penampang lebih kaku, dan dapat mempertahankan struktur saat dilanda gempa, baik gempa ringan, sedang maupun gempa yang kuat sekalipun.
2. Agar memenuhi kriteria *strong column weak beam* pada struktur tahan gempa, maka kolom harus dibuat lebih kuat serta kaku agar sendi plastis hanya terjadi pada balok saja. Keuntungan yang terjadi dengan kriteria ini adalah adanya pemancaran energi gempa yang terjadi di dalam struktur dan jika terjadi efek p-delta, akan sangat kecil pengaruhnya.
3. Agar sendi plastis hanya terjadi pada balok saja, maka perlu diperhatikan faktor seperti peningkatan kuat lentur balok, misalkan F_y pada baja diperbesar dari perencanaan.
4. Perlu adanya penerapan metode perancangan yang didasarkan pada kekuatan batas dengan mengembangkan metode analisis dinamik non linear agar struktur dapat tahan terhadap gempa. Dengan demikian struktur tersebut menjadi mampu bertahan dari deformasi yang besar.
5. Analisa dinamik riwayat waktu non linear sangatlah membutuhkan ketelitian serta keakuratan dari hasil-hasil yang didapatkan, oleh karena itu untuk menyederhanakan masalah penganalisaan maka dapat digunakan analisa statik non linear pushover, yang sama halnya meneliti perilaku kenonlinearan dari struktur yang ditinjau. Adapun hasil analisa riwayat waktu non linear dengan analisa statik non linear pushover dapat dibandingkan untuk mengetahui kerasionalan dalam perilaku evaluasi gempa.

DAFTAR REFERENSI

1. Hart, Gary.C. & Wong, Kevin. *Structural Dynamic for Structural Engineering*. U.S. John Willey & Son, Inc., 2000
2. Chopra, Anil.K. *Dynamic of Structure*. Englewood Cliffs, New Jersey : U.S. Prentice Hall., 1995
3. Burton, T.D. *Introduction to Dynamic System Analysis*. Singapore : Mc Grawhill, Inc., 1994
4. *International Building Code.*, 2006
5. Brockenbrough, Roger.L. & Merritt, Frederick.S. *Structural Steel Engineer's Handbook*. U.S. Mc Grawhill., 1999
6. Segui, William.T. *Steel Design Fourth Edition*. U.S. Nelson., 2007
7. Rahim, Sjahril.A. Struktur Beton Bertulang
8. McCormac, Jack.C. *Desain Beton Bertulang Jilid 1*. Jakarta: Erlangga., 2003
9. *Applied Technology Council 40 (ATC-40). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*
10. Farzad Naeim, Hussain Bhatia, and Roy M. Lobo, "Performance Based Seismic Engineering" in *The Seismic Design Handbook, 2nd, Farzad Naeim (ed.)*, 2000
11. SNI 03-1726, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung, SNI 03-1726*, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah, Bandung, Indonesia., 2002
12. Aji Pranata, Yosafat., "Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa dengan Pushover Analysis". *Jurnal Teknik Sipil*, Vol. 3, No. 1., 2006
13. Prameswari, Widi., "Alternatif Penggunaan Base Isolation Pada Gedung Bedah Sentral Terpadu Rumah Sakit DR. Sardjito", Skripsi, Teknik Sipil, Universitas Indonesia, Depok, 2010