



UNIVERSITAS INDONESIA

**PERILAKU STRUKTUR KOMPOSIT BANGUNAN GEDUNG KULIAH
TERHADAP RESPON ANALISA *PUSHOVER***

SKRIPSI

**YOSUA P. D. SILITONGA
0606029290**

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



UNIVERSITAS INDONESIA

**PERILAKU STRUKTUR KOMPOSIT BANGUNAN GEDUNG
KULIAH TERHADAP RESPON ANALISA *PUSHOVER***

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

**YOSUA P. D. SILITONGA
0606029290**

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



UNIVERSITY OF INDONESIA

**COLLEGE BUILDING COMPOSITE STRUCTURE
BEHAVIOR DUE TO PUSHOVER ANALYSIS RESPONSE**

FINAL REPORT

**Submitted as one of the requirements needed to obtain the Engineer
Bachelor Degree**

**YOSUA P. D. SILITONGA
0606029290**

**FACULTY OF ENGINEERING
CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM**

**DEPOK
JULY 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 : Yosua P. D. Silitonga

NPM : 0606029290

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 : Yosua P. D. Silitonga

NPM : 0606029290

Signature : 

Date : July 8th 2010

HALAMAN PENGESAHAN

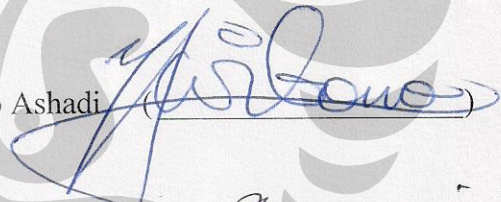
Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Yosua P. D. Silitonga
NPM : 0606029290
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Perilaku Struktur Komposit Bangunan Gedung Kuliah
Terhadap Respon Analisa Pushover

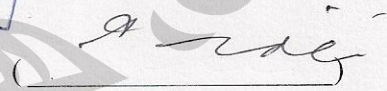
Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

DEWAN PENGUJI

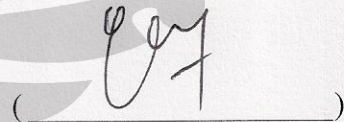
Pembimbing : Dr.-Ing., Ir. Henki Wibowo Ashadi



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

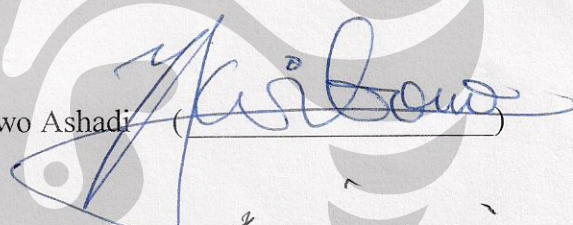
This final report proposed by :

Name : Yosua P. D. Silitonga
NPM : 0606029290
Study Program : Civil Engineering
Title : College Building Composite Structure Behavior
due to Pushover Analysis Response

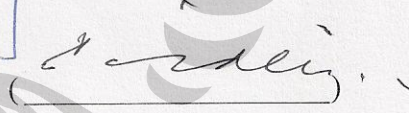
Has been successfully defended in front of the Examiners and was accepted as part of necessary requirements to obtain Engineering Bachelor Degree in Civil Engineering Program, Faculty of Engineering, University of Indonesia.

COUNCIL EXAMINERS

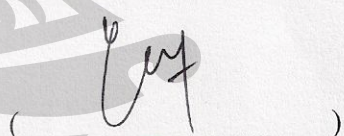
Counsellor : Dr.-Ing., Ir. Henki Wibowo Ashadi



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 syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yesus Kristus, karena hanya berkat-Nya, saya dapat 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 bagi penulis 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. Para dosen penguji, atas waktu dan masukannya dalam perbaikan skripsi saat sidang seminar maupun sidang skripsi;
3. Dr. Ir. *Elly Tjahjono*, DEA, selaku pembimbing akademik saya yang telah memberikan bimbingan selama 4 tahun ini
4. Orang tua dan keluarga terkasih, yang senantiasa member dukungan moril maupun materil yang berlimpah kepada penulis;
5. Anthon M. M. Sinaga, Pratiwi Eka Wulandari, dan Syarifah Nahrissy, yang telah bersama-sama saling mendukung dalam menyelesaikan skripsi ini;
6. Yohannes Arief N. Siregar dan Sendi A Putra atas bantuannya dalam menyelesaikan permasalahan pada program
7. Sahabat dan teman-teman Sipil UI (khususnya angkatan 2006) yang member semangat, dukungan dan bantuan baik dalam perkuliahan maupun dalam penyelesaian skripsi ini;
8. Staf dan karyawan Departemen Sipil UI atas bantuannya dalam kelancaran administrasi dan perkuliahan;
9. 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 akademika Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Yosua P. D. Silitonga
NPM : 0606029290
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:

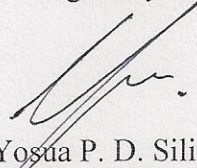
PERILAKU STRUKTUR KOMPOSIT BANGUNAN GEDUNG KULIAH
TERHADAP RESPON ANALISA PUSHOVER

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 tanpa meminta izin dari 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 tanggal : Juli 2010

Yang menyatakan


(Yosua P. D. Silitonga)

ABSTRAK

Nama : Yosua P. D. Silitonga
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Perilaku Struktur Komposit Bangunan Rumah Sakit Terhadap Respon Analisa *Pushover*

Skripsi ini membahas tentang perilaku struktur bangunan gedung kuliah 9 lantai dengan menggunakan material komposit baja beton (*Rectangular Hollow Section*). Analisis yang digunakan adalah analisis statik nonlinier / analisis *pushover*, berdasarkan prinsip *performance-based design*. *Performance-based design* merupakan perencanaan berbasis performa yang dilakukan dengan menetapkan berbagai tingkat kinerja. Saat ini terdapat tiga metode evaluasi kinerja dengan analisis statik nonlinier, yaitu metode spectrum kapasitas ATC-40, metode koefisien perpindahan FEMA 356, dan metode koefisien perpindahan yang diperbaiki FEMA 440. Penelitian ini adalah penelitian simulasi numerik dengan bantuan program komputer SAP 2000 v14.0.0. Hasil penelitian menunjukkan bahwa perencanaan berbasis kinerja dapat memberikan informasi sejauh mana suatu gempa akan mempengaruhi struktur. Dengan demikian sejak awal pemilik bangunan, perencana maupun pemakai mendapat informasi bagaimana bangunan tersebut berperilaku bila ada gempa.

Kata kunci:

Gedung kuliah, material komposit baja beton, analisis statik nonlinier, evaluasi kinerja, SAP 2000 v14.0.0

ABSTRACT

Name : Yosua P. D. Silitonga
Study Program : Teknik Sipil
Title : College Building Composite Structure Behavior due to Pushover Analysis Response

This thesis discusses the behavior of a college building with nine floors using steel concrete composite material (Rectangular Hollow Section). The analysis method is a nonlinear static analysis / pushover analysis, based on the principle of performance-based design. Performance-based design is a performance-based planning is done by assigning different levels of performance. Currently there are three methods of performance evaluation by nonlinear static analysis, namely the capacity spectrum method ATC-40, FEMA 356 method transfer coefficient, and an improved method of transfer coefficient FEMA 440. This research is a numerical simulation with the aid of a computer program SAP 2000 v14.0.0. Results showed that performance-based planning can provide information on the extent to which an earthquake will affect the structure. Thus, since the beginning of building owners, planners and users get information on how to behave when there is earthquake.

Keywords:

hospitals, steel concrete composite materials, nonlinear static analysis, performance evaluation

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS.....	iii
HALAMAN PENGESAHAN.....	v
KATA PENGANTAR	vii
HALAMAN PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH	ix
ABSTRAK	x
DAFTAR ISI.....	xii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL.....	xvii
Bab 1 Pendahuluan	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 SistematikaPenulisan	3
Bab 2 Teori Dasar	5
2.1 Beton.....	5
2.2 Baja	10
2.3 Hollow Structural Section.....	17
2.4 Komposit.....	24
2.5 Pushover Analysis.....	25
2.5.1 Pola Beban Dorong.....	26
2.5.2 Target Perpindahan.....	27
2.5.3 Metoda Spektrum Kapasitas (<i>CSM</i>)	28
2.5.3.1 Kurva Kapasitas dan Spektrum Kapasitas	29
2.5.3.2 Spektrum Demand (<i>Demand Spectrum</i>)	31
2.5.4 Metode Koefisien Perpindahan (<i>DCM</i>).....	33
Bab 3 Metodologi Penelitian	38
3.1 Prosedur Analisis	38
3.1.1 Tahapan Analisis	38

3.1.2	Pemodelan Struktur Awal.....	39
3.2	Prosedur Pushover dengan SAP 2000.....	40
Bab 4	Analisis Hasil Simulasi Model Struktur.....	45
4.1	Analisis Beban Gempa.....	45
4.1.1	Model Penampang Balok Ukuran 800 x 600 mm	45
4.1.2	Model Penampang Ukuran 800 x 600 mm dan 400 x 200 mm	46
4.2	Analisis Pushover Pada Elemen Struktur.....	47
4.2.1	Model Penampang Balok Ukuran 800 x 600 mm	47
4.2.1.1.	Evaluasi Kinerja Struktur	49
4.2.2	Model Penampang Ukuran 800 x 600 mm dan 400 x 200mm	52
4.2.2.1	Evaluasi Kinerja Struktur	53
4.3	Pengaruh Ukuran Penampang Balok Terhadap Seismic Performance Struktur.....	56
4.3.1	Pengaruh Ukuran Penampang Balok Terhadap Gaya Dalam Momen.....	56
4.3.1.1	Gaya Dalam Momen Kolom Interior	58
4.3.1.2	Gaya Dalam Momen Kolom Eksterior	58
4.3.1.3	Gaya Dalam Momen Balok Interior.....	59
4.3.1.4	Gaya Dalam Momen Balok Eksterior Kiri.....	60
4.3.1.5	Gaya Dalam Momen Kolom Eksterior Kanan	60
4.3.2	Pengaruh Ukuran Penampang Balok Terhadap Gaya Dalam Momen.....	61
4.3.2.1	Gaya Dalam Geser Kolom Interior	61
4.3.2.2	Gaya Dalam Geser Kolom Eksterior.....	62
4.3.2.3	Gaya Dalam Geser Balok Interior.....	62
4.3.2.4	Gaya Dalam Geser Balok Eksterior Kiri.....	63
4.3.2.5	Gaya Dalam Geser Kolom Eksterior Kanan	64
4.3.3	Pengaruh Ukuran Penampang Balok Terhadap Simpangan Gedung.....	65
4.3.3.1	Simpangan Pada Gedung 1	65
4.3.3.2	Simpangan Pada Gedung 2	68
4.3.3.3	Perbandingan Simpangan Pada Kedua Gedung	70

Bab 5 Kesimpulan dan Saran	73
5.1 Kesimpulan	73
5.2 Saran	74



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Kurva Tegangan dan Regangan	7
Gambar 2.2 Beban Aksial yang Bekerja dan Menyebabkan Regangan.....	11
Gambar 2.3 Kurva Tegangan dan Regangan	12
Gambar 2.4 Penampang Komposit Rectangular	25
Gambar 2.5 Pola Beban Lateral	27
Gambar 2.6. Performance Point pada Capacity Spectrum Method	28
Gambar 2.7 Beberapa titik kinerja pada satu grafik dalam CSM	29
Gambar 2.8 Kurva Kapasitas	30
Gambar 2.9. Spektrum respon yang ditampilkan dalam format tradisional dan ADRS.	32
Gambar 2.10. Reduksi Respon Spektrum	33
Gambar 2.11. Penentuan Titik Kinerja Menurut Spektrum Kapasitas.....	33
Gambar 2.12 Periode Getar Alami dari Kurva Pushover.....	34
Gambar 2.13 Skematik Prosedur Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 440).....	37
Gambar 3.1 <i>Pemodelan awal Gedung Kuliah</i>	39
Gambar 3.2 <i>Tampak Atas Gedung Kuliah</i>	40
Gambar 3.3 Contoh model Struktur sederhana.....	40
Gambar 3.4 Data <i>hinge properties</i>	41
Gambar 3.5 Menentukan sendi plastis	41
Gambar 3.6 Data <i>Loadcase pushover</i>	42
Gambar 3.7 Kurva <i>Pushover</i>	43
Gambar 3.8 Data tabular untuk kurva <i>Pushover</i>	43
Gambar 3.9 Kurva spektrum kapasitas	44
Gambar 3.10 Deformasi dan gaya member <i>step by step</i>	44
Gambar 4.1. Grafik kurva kapasitas gedung.....	48
Gambar 4.2 Spektrum Kapasitas gedung	50
Gambar 4.3 Grafik Kurva Kapasitas Gedung 2	52
Gambar 4.4 Spektrum Kapasitas gedung	54
Gambar 4.4 Posisi Kolom yang akan ditinjau.....	57

Gambar 4.5 Posisi Balok yang akan ditinjau	57
Gambar 4.6 Gaya Dalam Momen Kolom Interior	58
Gambar 4.7 Gaya Dalam Momen Kolom Eksterior.....	59
Gambar 4.8 Gaya Dalam Momen Balok Interior.....	59
Gambar 4.9 Gaya Dalam Momen Balok Eksterior Kiri.....	60
Gambar 4.10 Gaya Dalam Momen Balok Eksterior Kanan.....	61
Gambar 4.11 Gaya Dalam geser Kolom Interior	62
Gambar 4.12 Gaya Dalam geser Kolom Eksterior.....	62
Gambar 4.13 Gaya Dalam geser Balok Interior.....	63
Gambar 4.14 Gaya Dalam geser Balok eksterior kiri	64
Gambar 4.14 Gaya Dalam geser Balok eksterior kanan	64
Gambar 4.15 Drift Gedung 1 kondisi leleh.....	65
Gambar 4.16 Displacement Gedung 1 kondisi leleh.....	66
Gambar 4.17 Drift Gedung 1 kondisi kinerja.....	66
Gambar 4.18 Displacement Gedung 1 kondisi kinerja	66
Gambar 4.19 Drift Gedung 1 kondisi ultimit.....	67
Gambar 4.20 Displacement Gedung 1 kondisi ultimit.....	67
Gambar 4.21 Perbandingan Displacement Gedung	67
Gambar 4.22 Drift Gedung 2 kondisi leleh.....	68
Gambar 4.23 Displacement Gedung 2 kondisi leleh.....	68
Gambar 4.24 Drift Gedung 2 kondisi leleh.....	69
Gambar 4.25 Displacement Gedung 2 kondisi leleh.....	69
Gambar 4.26 Drift Gedung 2 kondisi leleh.....	69
Gambar 4.27 Displacement Gedung 2 kondisi leleh.....	70
Gambar 4.28 Perbandingan Displacement Gedung	70
Gambar 4.29 Simpangan Pada Kondisi leleh.....	71
Gambar 4.30 Simpangan Pada Kondisi kinerja	71
Gambar 4.31 Simpangan Pada Kondisi ultimit.....	72

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Rasio Kuat Tekan Silinder – Kubus.....	6
Tabel 2.1 Rasio Kuat Tekan Silinder – Kubus.....	6
Tabel 2.3 Sifat Mekanis Baja Struktural.....	13
Tabel 2.4 Faktor Reduksi (ϕ) untuk Keadaan Kekuatan Batas.....	16
Tabel 2.5 Klasifikasi dari Bentuk HSS dengan Rasio Kelangsingan, λ	19
Tabel 4.1 Periode getar alami gedung 1.....	45
Tabel 4.2 Pengecekan rasio gaya geser dasar dinamik – statik.....	46
Tabel 4.3 Periode getar alami gedung 2.....	46
Tabel 4.4 Pengecekan rasio gaya geser dasar dinamik – static.....	47
Tabel 4.5 Pembentukan sendi plastis pada gedung.....	48
Tabel 4.6 Evaluasi Kinerja Sesuai ATC-40.....	51
Tabel 4.7 Performance Level elemen struktur.....	52
Tabel 4.8 Pembentukan sendi plastis pada gedung 2.....	53
Tabel 4.9 Evaluasi Kinerja Sesuai ATC-40.....	55
Tabel 4.10 Performance Level elemen struktur gedung 2.....	56

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Seiring dengan keinginan dari Universitas Indonesia untuk dapat menjadi sebuah *World Class Universities*, maka beberapa pembangunan banyak dilakukan di dalam lingkungan Universitas Indonesia. Salah satu yang akan dibangun adalah Gedung Kuliah baru bagi Fakultas Kedokteran, Fakultas Kedokteran Gigi, dan Fakultas Farmasi. Pembangunan Gedung Kuliah haruslah sangat dipertimbangkan mengingat jumlah orang yang beraktivitas didalamnya tidaklah sedikit. Yang harus diwaspadai bukan hanya kegagalan struktur tetapi juga masalah aksesibilitas dari struktur apabila terjadi kejadian yang tidak terduga sehingga gedung harus dikosongkan dengan cepat. Untuk itu diperlukan sebuah analisa yang selain memperhatikan faktor kekuatan struktur tetapi juga analisa dari desain arsitektur bangunan gedung kuliah.

Untuk dapat menganalisa kemampuan struktur menahan gempa dapat digunakan beberapa metode seperti *static equivalent*, *pushover analysis*, atau *dynamic analysis*. Pada penelitian ini penulis mencoba untuk menganalisa perilaku respon gedung dengan menggunakan metode respon *pushover analysis*.

Penggunaan *pushover analysis* sendiri didalam praktek sampai beberapa tahun yang lalu masih banyak kendalanya. Awalnya dikembangkan cara analisa statik non-linier atau lebih dikenal dengan *Non-linear Static Pushover analysis* (NSP), yaitu cara yang cukup praktis untuk dapat memasukan secara rasional perilaku non-linier bangunan, tapi masih cukup tepat untuk digunakan dalam perencanaan dan relatif mudah dipakainya.

Pada awalnya, metode *pushover analysis* dianggap lebih unggul daripada analisa linier, seperti analisa klasik dengan beban lateral statik ekuivalen dan analisa superposisi modal, karena metode *pushover analysis* secara jelas mempertimbangkan faktor inelastik setelah batas leleh (*yield*) komponen struktur pada waktu menahan intensitas gempa sedang dan besar. Di samping itu, metode *pushover analysis* lebih menarik daripada analisa dinamik non-linier yang merupakan analisa paling kompleks di antara semua analisa gempa yang ada,

karena metode *pushover analysis* menghasilkan perkiraan nilai tunggal besaran akibat guncangan gempa (seperti deformasi lateral, interstory drift, gaya dalam dan momen, dan rotasi sendi plastis) untuk desain atau evaluasi.

metode *pushover analysis* harus digunakan dengan sangat hati-hati karena metode ini tidak cukup memadai untuk mencari besaran akibat guncangan gempa yang dipengaruhi oleh ragam yang lebih tinggi, seperti gaya geser tingkat dan momen. Cara yang ada saat ini tidak cukup untuk mencakup efek ragam yang lebih tinggi tersebut. Oleh karena itu diperlukan pendekatan analitis lainnya untuk memperkirakan besaran yang diakibatkan guncangan gempa yang disumbangkan oleh ragam yang lebih tinggi.

Perlu di ingat bahwa ketepatan NSP tidak hanya bergantung pada efek MDOF (*Multi Degree of Freedom*). Faktor lainnya yang mempengaruhi hasil *pushover analysis* dan masih banyak diperdebatkan antara lain: karakteristik *demand* gempa, modifikasi deformasi elastik untuk menyertakan respons inelastik, representasi karakteristik hysteresis, ketidakpastian pemodelan struktur, representasi efek P-delta dalam sistim ESDOF (*“Equivalent” Single-Degree-of-Freedom*), penggunaan sistim ESDOF untuk memperkirakan *demand* deformasi, dan pengaruh karakteristik gerakan gempa pada respons ESDOF.

Keuntungan metode *pushover analysis* antara lain: menggunakan respons spektrum, bukan beberapa rekaman gempa yang akan memerlukan waktu analisa yang lebih lama; analisa model statik jauh lebih sederhana daripada analisa model dinamik. Namun demikian metode *pushover analysis* mempunyai beberapa kekurangan, yaitu metode *pushover analysis* merupakan analisa perkiraan karena merupakan analisa statik untuk mewakili beban dinamik dan deformasi bolak-balik, dan NSP dapat memberikan hasil yang tidak tepat untuk struktur yang tinggi dan kompleks karena pengaruh ragam yang lebih tinggi.

1.2. Perumusan Masalah

Kegagalan yang paling dapat menimbulkan kerusakan besar pada struktur adalah gempa bumi sehingga bangunan harus didesain sedemikian rupa agar dapat menahan gempa bumi rencana. Penggunaan material yang dapat bersifat elastik seperti baja dapat dijadikan solusi untuk bangunan tahan gempa. Akan tetapi

bangunan juga harus didesain agar dapat bertahan selama waktu yang telah ditentukan apabila terjadi kebakaran pada struktur, oleh karena itu digunakan material komposit baja beton sehingga kebakaran dapat ditahan oleh beton.

1.3. Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah :

1. Mendesain struktur bangunan Gedung Kuliah tahan gempa dengan menggunakan material komposit baja persegi beton (*Rectangular Hollow Section*) dengan mengacu pada *International Building Code 2006 (IBC_ICC)*
2. Menganalisa respon bangunan menggunakan metode *Pushover analysis* dengan menggunakan program SAP (*Structure Analysis Programme*)

1.4. Batasan Masalah

Pada penelitian ini, struktur bangunan yang ditinjau adalah bangunan gedung kuliah dengan 9 lantai dan bangunan tersebut berbentuk lingkaran.

Ruang lingkup dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Material yang digunakan adalah komposit baja persegi beton (*Rectangular Hollow Section*)
2. Desain bangunan kuliah yang terdiri dari beban yang didasarkan pada *International Building Code (IBC_ICC)*.
3. Analisa struktur gedung terhadap gaya gempa dengan menggunakan metode *Pushover Analysis*
4. Cara menyelesaikan analisa ini adalah dengan simulasi atau permodelan menggunakan program SAP

1.5. Sistematika Penulisan

Laporan skripsi ini disusun dalam 5 bab, yaitu :

BAB I. PENDAHULUAN

Bagian ini menguraikan tentang latar belakang masalah, perumusan masalah, tujuan penelitian, batasan masalah, serta sistematika penulisan.

BAB II. STUDI LITERATUR

Bagian ini menjelaskan tentang dasar teori dan peraturan yang berlaku, yang dijadikan dasar pemodelan dan analisis. Bab ini juga menjelaskan konsep *performance-based design* dan analisis seismik yang digunakan untuk mengevaluasi kinerja struktur, yaitu metode *Pushover Analysis*.

BAB III. METODOLOGI PENELITIAN

Bagian ini menjelaskan tentang informasi umum perencanaan, parameter studi, modelisasi struktur, serta analisis yang digunakan untuk model yang telah dibuat.

BAB IV. HASIL ANALISIS MODEL STRUKTUR

Bagian ini menjelaskan tentang hasil analisis dinamik respon spektrum dan analisis pushover untuk masing – masing model struktur. Bab ini juga menjelaskan analisis perbandingan model struktur berdasarkan parameter studi yang telah ditetapkan.

BAB V. KESIMPULAN DAN SARAN

Bagian ini menjelaskan tentang kesimpulan yang didapat dari hasil analisis. Bab ini juga berisi saran yang diajukan penulis berdasarkan hasil analisis dan kesimpulan yang telah didapat untuk studi selanjutnya yang terkait dengan topik penelitian ini.

BAB 2

TEORI DASAR

2.1. Beton

Dewasa ini pemakaian beton semakin banyak dijumpai untuk berbagai macam konstruksi bangunan. Hal ini dikarenakan beton memiliki kekuatan tekan yang tinggi. Karena beton lebih kuat terhadap tekan daripada tarik, maka dalam hal ini kuat tekan beton merupakan gambaran dari mutu beton yang ada. Keuntungan lainnya dari beton antara lain perawatan yang murah, tahan terhadap temperature tinggi termasuk api, dan dapat dicor sesuai dengan bentuk dan ukuran yang dikehendaki. Namun beton juga memiliki kekurangan yaitu sebagai berikut :

- Bentuk yang telah dibuat sulit diubah
- Pelaksanaan pekerjaan membutuhkan ketelitian yang tinggi
- Berat
- Daya pantul suara yang besar

Beton merupakan elemen pembentuk struktur yang merupakan campuran dari semen, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan lainnya. Dalam hal pencapaian mutu pekerjaan beton terdapat beberapa faktor yang memengaruhi hasil dari pekerjaan beton. Faktor-faktor tersebut dapat kita kelompokkan menjadi faktor internal dan faktor eksternal. Faktor internal mencakup mutu bahan-bahan campuran beton. Faktor eksternal mencakup proses pelaksanaan.

Sifat dan karakteristik dari beton :

1. Kuat Tekan

Kekuatan tekan merupakan salah satu kinerja utama beton. Kekuatan tekan adalah kemampuan beton untuk menerima gaya tekan persatuan luas. Walaupun dalam beton terdapat tegangan listrik yang kecil, diasumsikan bahwa semua tegangan tekan didukung oleh beton tersebut. Penentuan kekuatan tekan dapat dilakukan dengan menggunakan alat uji tekan dan benda uji berbentuk silinder dengan prosedur uji ASTM C-39 atau kubus dengan prosedur BS-1881 Part 115;

Part 116 pada umur 28 hari. Kekuatan tekan relatif antara benda uji silinder dan kubus ditunjukkan pada tabel 1 dan tabel 2 (menurut standar ISO).

Tabel 2.1 Rasio Kuat Tekan Silinder – Kubus

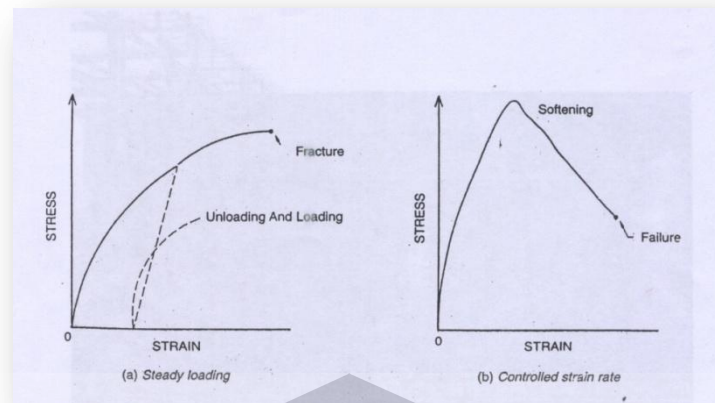
Kuat Tekan Silinder (Mpa)	2	4	6	8	10	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Kuat Tekan Kubus (Mpa)	3	5	8	10	13	15	20	25	30	35	40	45	50	55

Tabel 2.2 Perbandingan Kuat Tekan Antara Silinder dan Kubus

Kuat Tekan (Mpa)	7	15.2	20	24.10	26.2	34.5	36.5	40.7	44.1
Kuat Rasio Silinder/Kubus	0.76	0.77	0.81	0.87	0.91	0.94	0.87	0.92	0.91

Edition, Pitman Publishing, London, 1981, p.544)

Salah satu cara mengendalikan mutu beton adalah dengan menguji sampel atau benda uji. Ada dua tipe cara pengujian, yaitu *steady loading* yang dilakukan dengan cara mengontrol pembebanan dan *controlled strain rate* dengan mengontrol regangan.



Gambar 2.1 Kurva Tegangan dan Regangan

2. Kemudahan Pengerjaan

Kemudahan pengerjaan beton merupakan salah satu *workability* utama yang dibutuhkan. Walaupun suatu struktur beton dirancang agar mempunyai kuat tekan yang tinggi, tetapi jika rancangan tersebut tidak dapat diimplementasikan di lapangan karena sulit untuk dikerjakan maka rancangan tersebut menjadi percuma. Kemajuan teknologi membawa dampak yang nyata untuk mengatasi hal ini, yaitu dengan penggunaan bahan tambah untuk memperbaiki *workability*.

3. Modulus Elastisitas Statis

Beton tidak memiliki modulus elastisitas yang pasti. Nilainya bervariasi tergantung dari kekuatan beton, umur beton, jenis pembebanan, dan karakteristik dan perbandingan semen dan agregat. Nilai modulus elastisitas dari beton yang memiliki berat normal 2400 kg/m^3 dalam SI tergantung dari mutu beton dan dirumuskan sebagai berikut :

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (\text{dalam Mpa})$$

Sedangkan dalam ACI menyebutkan bahwa rumus berikut ini dapat digunakan untuk menghitung modulus elastisitas beton yang memiliki berat normal 145 lb/ft^3 yaitu :

$$E_c = 57000\sqrt{f'_c}$$

4. Modulus Elastisitas Dinamis

Modulus elastisitas dinamis berkorespondensi dengan regangan-tegangan yang sangat kecil, biasanya diperoleh dari uji sonik. Nilainya biasanya lebih besar 20% sampai 40% daripada nilai modulus elastisitas statis. Modulus elastisitas dinamis ini biasanya dipakai pada analisis struktur dengan beban gempa atau tumbukan.

5. Rangkak dan Susut

Setelah beton mulai mengeras, beton akan mengalami pembebanan. Pada beton yang menahan beban akan terbentuk suatu hubungan tegangan dan regangan yang merupakan fungsi dari waktu pembebanan. Beton menunjukkan sifat elastisitas murni pada waktu pembebanan singkat, sedangkan pada pembebanan yang tidak singkat beton akan mengalami regangan dan tegangan sesuai dengan lama pembebanannya. Rangkak (*creep*) atau *lateral material flow* didefinisikan sebagai penambahan regangan terhadap waktu akibat adanya beban yang bekerja. (Nawy, 1985:49). Deformasi awal akibat pembebanan disebut sebagai regangan elastis, sedangkan regangan tambahan akibat beban yang sama disebut regangan rangkak. Anggapan praktis ini cukup dapat diterima karena deformasi awal pada beton hampir tidak dipengaruhi oleh waktu. Rangkak timbul dengan intensitas yang semakin berkurang setelah selang waktu tertentu dan kemungkinan berakhir setelah beberapa tahun. Nilai rangkak untuk beton mutu tinggi lebih kecil dibandingkan dengan beton mutu rendah. Umumnya, rangkak tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur tetapi akan mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban yang bekerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (*deflection*). Rangkak tidak dapat langsung dilihat. Rangkak hanya dapat diketahui apabila regangan elastis dan susut serta deformasi totalnya diketahui. Meskipun susut dan rangkak adalah fenomena yang saling terkait, dalam hal ini superposisi regangan dianggap berlaku sehingga regangan total adalah regangan elastis ditambah rangkak dan susut.

Susut didefinisikan sebagai perubahan volume yang tidak berhubungan dengan beban. Jika dihalangi secara merata, proses susut dalam beton akan menimbulkan deformasi yang umumnya bersifat menambah deformasi rangkak.

Berbagai eksperimen menunjukkan bahwa deformasi rangkak akan sebanding dengan tegangan yang bekerja. Hal ini berlaku pada keadaan tegangan yang rendah. Batas atas tidak dapat ditentukan dengan pasti, tetapi berkisar antar 0,2 dan 0,5 dari kekuatan batas kekuatannya (f_c). Variasi batas ini diakibatkan oleh besarnya retak mikron diatas sekitar 40% dari beban batas (Nawy, 1985:50).

Proses rangkak selalu dihubungkan dengan susut karena keduanya terjadi bersamaan dan sering kali memberikan pengaruh yang sama terhadap deformasi. Pada umumnya, beton yang semakin tahan terhadap susut akan mempunyai kedenderungan rangkak yang rendah, sebab kedua fenomena ini berhubungan dengan proses hidrasi pada semen. Rangkak dipengaruhi oleh komposisi beton, kondisilingkungan, ukuran benda uji atau elemen struktur. Pada prinsipnya rangkak merupakan fenomena yang bergantung pada beban sebagai fungsi waktu.

Komposisi beton pada dasarnya dapat didefinisikan dengan faktor Air Semen (FAS), jenis semen, jenis agregat serta kandungan semen dan agregat. Seperti halnya susut, rangkak akan semakin besar dengan meningkatnya faktor air semen dan kandungan semen. Demikian pula, semakin banyak agregat yang digunakan semakin sedikit susut yang terjadi. Faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya rangkak dan susut dapat dijabarkan sebagai berikut:

- Sifat bahan dasar beton (komposisi dan kehalusan semen, kualitas adukan, dan kandungan mineral dalam agregat)
- Rasio air terhadap jumlah semen (*water content ratio*)
- Suhu pada saat pengerasan (*temperature*)
- Kelembaban nisbi pada saat beban bekerja
- Nilai slump (*slump test*)
- Lama pembebanan

- Nilai tegangan
- Nilai rasio permukaan komponen struktur

6. Kuat Tarik

Kuat tarik beton bervariasi antara 8% sampai 15% dari kuat tekannya. Alasan utama dari kuat tarik yang kecil ini adalah kenyataan bahwa beton dipenuhi oleh retak-retak halus. Retak-retak ini tidak berpengaruh besar bila beton menerima beban tekan menyebabkan retak menutup sehingga memungkinkan terjadinya penyakuran tekanan. Jelas ini tidak terjadi bila balok menerima beban tarik.

Meskipun biasanya diabaikan dalam perhitungan desain, kuat tarik tetap merupakan sifat penting yang mempengaruhi ukuran beton dan seberapa retak yang terjadi. Selain itu, kuat tarik dari batang beton diketahui selalu akan mengurangi jumlah lendutan. Karena kuat tarik beton tidak besar, maka diperkirakan Modulus Elastisitas tarik beton sama dengan modulus elastisitas tekan betonnya.

2.2. Baja

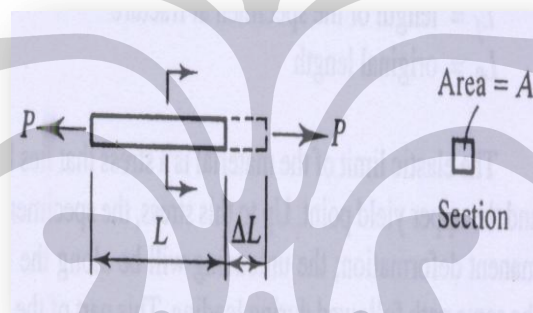
Dewasa ini, baja dapat diproduksi dengan bermacam-macam kekuatan yang dinyatakan dengan kekuatan tegangan tarik leleh f_y atau oleh tegangan tarik batas f_u . Meskipun dari jenis yang paling rendah kekuatannya, bahan baja tetap memiliki perbandingan kekuatan per volume lebih tinggi dibandingkan dengan bahan-bahan lainnya. Hal ini memungkinkan perencanaan konstruksi baja, memiliki beban mati yang lebih kecil untuk bentang yang lebih panjang, sehingga dapat memberikan kelebihan ruang yang dapat dimanfaatkan akibat langsingnya profil-profil yang digunakan. Keuntungan baja lainnya adalah keseragaman bahan, kemudahan pembuatan, dan proses pemasangan yang cepat di lapangan. Disamping keuntungan tersebut, bahan baja juga memiliki kelemahan mudahnya bahan ini mengalami korosi dan berkurangnya kekuatan pada temperature tinggi.

Adanya sifat daktilitas yang dimiliki oleh baja, membuat suatu struktur baja mampu mencegah runtuhnya bangunan secara tiba-tiba. Sifat ini sangat

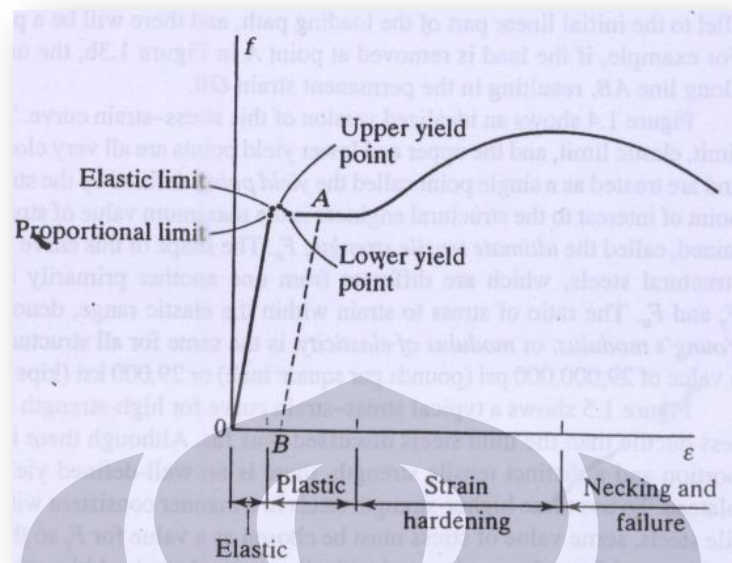
menguntungkan dilihat dari segi keamanan penghuni bangunan, sebab memberikan peringatan dini pada pemakai melalui deformasinya yang besar.

Balok baja untuk pemakaian struktural dibuat dari profil giling (*rolled shapes*). Baja jenis ini terdiri dari baja karbon, baja paduan rendah berkekuatan tinggi, dan baja paduan. Baja paduan rendah kekuatan tinggi memiliki sifat tahan karat yang lebih besar dari baja karbon structural, baik dengan atau tanpa penambahan tembaga. Sifat karat pada baja tergantung pada beberapa factor yaitu susunan kimia, derajat polusi pada atmosfer, serta frekuensi pembasahan dan pengeringan.

Dari hasil uji tarik (pada gambar..) didapat kurva tegangan-regangan seperti dibawah ini :



Gambar 2.2 Beban Aksial yang Bekerja dan Menyebabkan Regangan



Gambar 2.3 Kurva Tegangan dan Regangan

Kurva tegangan dan regangan didapat dari :

$$f = \frac{P}{A}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Dimana : f = tegangan aksial

A = luas penampang properties

ε = regangan aksial

L = panjang penampang

ΔL = perubahan panjang

Keterangan dari kurva tersebut :

- *Elastic Range*

Ketika baja dibebani, baja akan bertambah tegangannya tanpa mengalami regangan permanen, sehingga jika beban dihilangkan maka baja akan kembali ke kondisi semula. Pada kondisi ini baja masih bersifat elastic.

- ***Plastic Range***

Pada plastic range elemen akan mengalami pertambahan regangan tanpa diikuti oleh penambahan tegangan.

- ***Strain Hardening***

Setelah *plastic range* baja akan mengalami *strain hardening* yaitu adanya pertambahan regangan seiring dengan pertambahan tegangan. Kemiringan kurva pada daerah *strain hardening* (E_d) besarnya kira-kira 0.04 E. Sedangkan regangan *strain hardening* besarnya adalah 10 kali dari regangan leleh (ϵ_y).

Berikut ini adalah karakteristik dari material baja:

1. Sifat Mekanis Baja

Sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan minimum yang diberikan pada Tabel dibawah ini:

Tabel 2.3 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, f_u (MPa)	Tegangan leleh minimum, f_y (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

2. Tegangan leleh

Tegangan leleh untuk perencanaan (f_y) tidak boleh diambil melebihi nilai yang diberikan tabel 1.

3. Tegangan putus

Tegangan putus untuk perencanaan (f_u) tidak boleh diambil melebihi nilai yang diberikan tabel 1.

4. Sifat-sifat mekanis lainnya

Sifat-sifat mekanis lainnya baja struktural untuk maksud perencanaan ditetapkan sebagai berikut:

- Modulus elastisitas : $E = 200.000 \text{ Mpa}$
- Modulus geser : $G = 80.000 \text{ Mpa}$
- Nisbah poisson : $\mu = 0,3$
- Koefisien pemuaian : $\alpha = 12 \times 10E-6 \text{ }^\circ\text{C}$

5. Syarat Penerimaan baja

Laporan uji material baja di pabrik yang disahkan oleh lembaga yang berwenang dapat dianggap sebagai bukti yang cukup untuk memenuhi persyaratan yang ditetapkan dalam standar ini.

6. Baja yang tidak teridentifikasi

Baja yang tidak teridentifikasi boleh digunakan selama memenuhi ketentuan berikut ini:

- bebas dari cacat permukaan
- sifat fisik material dan kemudahannya untuk dilas tidak mengurangi kekuatan dan kemampuan layan strukturnya
- ditest sesuai ketentuan yang berlaku. *Tegangan leleh* (f_y) untuk perencanaan tidak boleh diambil lebih dari 170 MPa sedangkan *tegangan putusnya* (f_u) tidak boleh diambil lebih dari 300 MPa.

Perencanaan suatu struktur untuk keadaan-keadaan stabil batas, kekuatan batas, dan kemampuan-layan batas harus memperhitungkan pengaruh-pengaruh dari aksi sebagai akibat dari beban-beban berikut ini:

1. beban hidup dan mati seperti disyaratkan pada SNI 03-1727-1989 atau penggantinya;
2. untuk perencanaan *Crain* (alat pengangkat), semua beban yang relevan yang disyaratkan pada SNI 03-1727-1989, atau penggantinya;
3. untuk perencanaan pelataran tetap, lorong pejalan kaki, tangga, semua beban yang relevan yang disyaratkan pada SNI 03-1727- 1989, atau penggantinya;
4. untuk perencanaan lift, semua beban yang relevan yang disyaratkan pada SNI 03-1727-1989, atau penggantinya;
5. pembebanan gempa sesuai dengan SNI 03-1726-1989, atau penggantinya;
6. beban-beban khusus lainnya, sesuai dengan kebutuhan.

Berdasarkan beban-beban tersebut di atas maka struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini:

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6 L + 0,5 (La \text{ atau } H)$
- $1,2D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (\gamma L L \text{ atau } 0,8W)$
- $1,2D + 1,3 W + \gamma L L + 0,5 (La \text{ atau } H)$
- $1,2D \pm 1,0E + \gamma L L$
- $0,9D \pm (1,3W \text{ atau } 1,0E)$

Keterangan:

D adalah beban mati yang diakibatkan oleh *berat konstruksi permanen*, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap.

La adalah beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan, dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak.

H adalah beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air.

W adalah beban angin

E adalah beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03–1726–1989, atau penggantinya.

$L = 0,5$ bila $L < 5$ kPa, dan $\gamma L = 1$ bila $L \geq 5$ kPa. Kekecualian: Faktor beban untuk L di dalam kombinasi pembebanan harus sama dengan 1,0 untuk garasi parkir, daerah yang digunakan untuk pertemuan umum, dan semua daerah di mana beban hidup lebih besar daripada 5 kPa.

Berikut ini adalah tabel untuk faktor reduksi untuk baja, dimana faktor reduksi adalah suatu faktor yang dipakai untuk mengalikan kuat nominal untuk mendapatkan kuat rencana:

Tabel 2.4 Faktor Reduksi (ϕ) untuk Keadaan Kekuatan Batas.

Kuat rencana untuk	Faktor Reduksi
<p><i>Komponen struktur yang memikul lentur :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • balok • balok pelat berdingding penuh • pelat badan yang memikul geser • pelat badan pada tumpuan • pengaku 	<p>0,90</p> <p>0,90</p> <p>0,90</p> <p>0,90</p> <p>0,90</p>
<p><i>Komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • kuat penampang • kuat komponen struktur 	<p>0,85</p> <p>0,85</p>
<p><i>Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • terhadap kuat tarik leleh • terhadap kuat tarik fraktur 	<p>0,90</p> <p>0,75</p>

<p><i>Komponen struktur yang memikul aksi-aksi kombinasi :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • kuat lentur atau geser • kuat tarik • kuat tekan 	<p>0,90 0,90 0,85</p>
<p><i>Komponen struktur komposit :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • kuat tekan • kuat tumpu beton • kuat lentur dengan distribusi tegangan plastik • kuat lentur dengan distribusi tegangan elastik 	<p>0,85 0,60 0,85 0,90</p>
<p><i>Sambungan baut :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • baut yang memikul geser • baut yang memikul tarik • baut yang memikul kombinasi geser dan tarik • lapis yang memikul tumpu 	<p>0,75 0,75 0,75 0,75</p>
<p><i>Sambungan las :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • las tumpul penetrasi penuh • las sudut dan las tumpul penetrasi sebagian • las pengisi 	<p>0,90 0,75 0,75</p>

2.3. Hollow Structural Section

Kriteria desain untuk lingkaran atau segi-empat *hollow structural sections* (HSS) digunakan sebagai bagian dari struktur dalam suatu bangunan di jelaskan dalam *AISC "Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections"*.

Perlu diingat bahwa dalam spesifikasi HSS, pada saat mendesain, ketebalannya tidak diketahui maka digunakan 0,93 dari ketebalan nominal. Pada saat air dapat masuk ke dalam, baik pada saat proses konstruksi atau pada saat pemeliharaan, bagian dari HSS harus tertutup, dan memiliki lubang saluran pada dasar/atau bagian paling bawah.

1. Beban

Kombinasi pembebanan pada *AISC LRFD Specification* dapat di gunakan juga untuk HSS. Bagaimanapun, beban angin yang bekerja pada area HSS dapat dikurangi dengan pemakaian dari elemen yang tipis dari HSS tersebut. Dengan mengalikan beban angin dengan factor reduksi, R_f :

Untuk lingkaran HSS, $R_f = \frac{2}{3}$

Untuk segi-empat HSS dengan jari-jari bagian luar lebih besar dari atau sama dengan 0.05 kali lebar (B), maka beban angin akan bekerja pada bagian yang pendek (B),

$$R_f = 0.4 + 0.6B/H \leq \frac{2}{3}, \text{ dimana H adalah kedalaman dari HSS}$$

Untuk segi-empat HSS untuk kondisi lain, $R_f = 1.0$

2. Axial Tension

LRFD design untuk *Axial Tension* untuk HSS sama dengan untuk material lainnya. Hal ini berdasarkan pada batas leleh (*limit states of yielding*) dari *gross section* dan retak (*fracture*) dari *effective net section*. Area efektif dapat dicari dengan mengalikan area (A) dengan faktor U. Untuk sambungan yang di las diseluruh bagian, $A = A_g$ dimana A_g adalah *Gross area* dan $U = 1$. Untuk sambungan dengan *concentric gusset plate* penyambung, $A = A_n$, dimana Net Area, A_n pada ujung dari pelat adalah *Gross area* dikurangi ketebalan dan total kedalaman dari material , dan $U = 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$. Dimana \bar{x} jarak garis tegak lurus dari las ke pusat dari area *cross-section* .

Untuk lingkaran HSS dengan *single concentric gusset plate* , $\bar{x} = D/\pi$.

Untuk segi-empat HSS dengan *single concentric gusset plate*,

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$$

Untuk sambungan dengan segi-empat HSS dan sepasang *gusset plate*, $A = A_g$ dimana A_g adalah gross area dan nilai $U = 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$ dikali dengan nilai

$$\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$$

Dimana :

L = panjang sambungan pada arah pembebanan

D = diameter luar dari lingkaran HSS

B = lebar dari segi-empat HSS

H = tinggi dari segi-empat HSS

Nilai yang lebih besar dari U diijinkan pada saat telah dinyatakan dalam tes atau kriteria yang rasional. Untuk susunan *end-connection* yang lain, nilai U harus diperoleh dari tes atau kriteria rasional.

3. *Local Buckling* dari HSS

Seperti material lainnya HSS juga mengalami *local buckling* pada saat tertekan oleh gaya aksial atau momen. Tabel 5 menunjukkan batas untuk *compact section*, λ_r dan *non-compact section*, λ_p . λ_r menunjukkan *slender-element section*. Untuk desain dengan analisa plastis, λ_p dibutuhkan untuk *compact section* dimana lebih keras seperti yang terlihat pada tabel 5. Selain itu, untuk menghitung efek siklis, maka dibutuhkan AISC “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” yang akan diaplikasi pada gaya seismik.

Tabel 2.5 Klasifikasi dari Bentuk HSS dengan Rasio Kelangsingan, λ

Deskripsi ^a	<i>Compact</i> , λ_p	<i>Noncompact</i> , λ_r
Lingkaran HSS, D/t ; ^b		
Pada tegangan aksial		0.014 E/F_y
Pada <i>flexure</i>	0.0714 E/F_y	0.309 E/F_y
Pada desain plastis	0.0448 E/F_y	
Dinding dari persegi HSS, b/t atau h/t ;		

In uniform compression Pada desain plastis	$1.12\sqrt{E/F_y}$ $0.939\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$
Dinding dari persegi HSS, h/t; Pada tegangan <i>flexural</i> Pada kombinasi tegangan aksial dan <i>flexural</i>	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$ $5.70\sqrt{E/F_y} \left(1 - \frac{0.75P_u}{\phi_b P_y}\right)$

^adefinisi : D = diameter luar, t = ketebalan dinding, b = jarak bersih antara badan kurang jari-jari bagian dalam pada setiap badan, h = jarak bersih antara sayap kurang jari-jari bagian dari tiap badan. Jika sudut jari-jari tidak diketahui, maka b sebagai lebar keseluruhan -3t dan h sebagai tinggi keseluruhan -3t

^bD/t harus lebih kecil dari atau sama dengan $0.448E/F_y$

^cuntuk $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$

$$3.76\sqrt{E/F_y} \left(1 - \frac{2.75P_u}{\phi_b P_y}\right)$$

untuk $P_u/\phi_b P_y > 0.125$

$$1.12\sqrt{E/F_y} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \geq 1.49\sqrt{E/F_y}$$

dimana, E = modulus elastisitas (29.000ksi), F_y = tegangan leleh (ksi), P_u = kekuatan yang diperlukan (kips), $P_y = F_y A$ (kips), dan $\phi_b = 0.9$

4. Axial Compression

Faktor panjang efektif juga dapat dihitung dari analisa rasional atau dapat diambil dari yang sudah ditetapkan dalam AISC untuk spesifikasi HSS. Kekuatan desain untuk *flexural buckling* dapat dihitung dengan prosedur dengan menggunakan persamaan :

$$\phi P_n = 0.85 A_g F_{cr}$$

Dimana untuk kolom komposit

$$\lambda_c \leq 1.5 \quad ; \quad F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_{my}$$

$$\lambda_c > 1.5 \quad ; \quad F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_{my}$$

$$\text{dimana : } \lambda_c = \left(\frac{KL}{r_m \pi} \right) \sqrt{F_{my} / E_m}$$

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_g} \right)$$

$$E_m = E + c_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_g} \right)$$

r_m = jari-jari girasi dari baja, $\text{in} \leq 0.3$ dari ketebalan keseluruhan dari luas komposit pada bagian dari buckling untuk baja

A_c = luas dari beton, (in^2)

A_r = area dari *longitudinal reinforcement*, (in^2)

E_c = modulus elastisitas dari beton, (ksi)

F_{yr} = tegangan leleh minimum dari *longitudinal reinforcement*, (ksi)

$c_1 = 1.0$, $c_2 = 0.85$, $c_3 = 0.4$ (untuk komposit segi-empat)

Tetapi, dalam mencari nilai tegangan kritis, F_{cr} , faktor Q juga mempengaruhi efek dari *local buckling*. Ketentuan untuk spesifikasi HSS adalah sebagai berikut ;

$$\text{untuk } \lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5 \quad ; \quad F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_y$$

$$\text{untuk } \lambda_c \sqrt{Q} > 1.5 \quad ; \quad F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

untuk semua HSS dengan nilai $\lambda \leq \lambda_r$, maka $Q = 1$

untuk lingkaran HSS dengan nilai $\lambda > \lambda_r$ tetapi $< 0.448E/F_y$ maka

$$Q = \frac{0.0379E}{F_y \left(\frac{D}{t}\right)} + \frac{2}{3}$$

untuk segi-empat HSS dengan nilai $\lambda > \lambda_r$ maka $Q = \frac{A_{eff}}{A_g}$. A_{eff} adalah

jumlah dari efektif area dari sisi. Efektif area dari tiap sisi sama dengan ketebalan lebar efektif, b_e yaitu ;

$$b_e = 1.91t \sqrt{\frac{E}{f} \left[1 - \frac{0.381}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]} \leq b, \text{ dimana } b \text{ adalah jarak antara sisi yang}$$

berlawanan dikurangi dengan 2 kali jari-jari dalam dan $f = P_u/A_g$.

5. Flexure

Kekuatan desain *flexural* dari HSS adalah $\phi_b M_n$ dimana $\phi_b = 0.9$. Baik untuk bentuk lingkaran atau persegi, $\phi_b M_n = M_p = F_y Z$ pada saat $\lambda < \lambda_p$

Kekuatan bentuk persegi dalam kisaran kelangsingan dari compact dan non-compact ditunjukkan dalam tahap momen plastis M_p dan momen leleh $M_r = F_y S$.

$$\text{Untuk } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad ; M_n = \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda - \lambda_r} \right) \right]$$

$$\text{Untuk } \lambda > \lambda_r \quad ; M_n = F_y S_{eff},$$

dimana S_{eff} = *Section modulus* efektif dengan lebar efektif dari sayap tertekan yaitu;

$$b_e = 1.91t \sqrt{\frac{E}{F_y} \left[1 - \frac{0.381}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right]} \leq b$$

Tidak ada batas atau *unbraced length* dari *flexural* untuk struktur HSS yang didesain dengan analisa elastic. Untuk desain dengan analisa plastis, *AISC "Specification for the Design of Steel Hollow Structural Section"* menentukan pembatasan pada *unbraced length* berdekatan dengan lokasi engsel plastis untuk

bentuk persegi bengkak terhadap sumbu utama. Untuk desain seperti ini memerlukan bentuk yang *compact*.

6. Transverse Shear

Kekuatan desain geser dari HSS adalah $\phi_v V_n$ dimana $\phi_b = 0.9$. Untuk bentuk persegi, dicari terlebih dahulu *web area*, $A_w = 2Ht$ dimana H adalah tinggi keseluruhan.

Kekuatan geser nominal ; $V_n = F_y A_w$

Ketahanan geser dari tegangan geser, F_n diperoleh sebagai berikut, tergantung rasio dari tinggi per ketebalan sisi, h/t

$$\text{Untuk } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; F_n = 0.6F_y$$

$$\text{Untuk } 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; F_n = \frac{0.6F_y (2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}})}{h/t}$$

$$\text{Untuk } 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \quad ; F_n = \frac{0.458\pi^2 E}{(h/t)^2}$$

7. Torsi

Kekuatan desain torsi adalah $\phi_t T_n$ dimana $\phi_b = 0.9$.

$T_n = F_{cr} C$, dimana C adalah konstanta torsi untuk HSS dan F_{cr} adalah tegangan geser kritis.

Untuk bentuk segi-empat ; $C \approx 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$

Dan nilai F_{cr} tergantung pada nilai h/t berikut ini :

$$\text{Untuk } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; F_n = 0.6F_y$$

$$\text{Untuk } 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; F_n = \frac{0.6F_y (2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}})}{h/t}$$

$$\text{Untuk } 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \quad ; \quad F_n = \frac{0.458\pi^2 E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

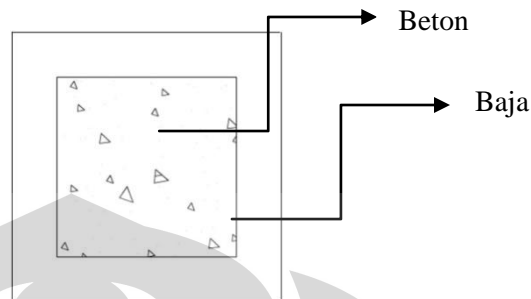
2.4. KOMPOSIT

Sistem struktur komposit terbentuk akibat interaksi antara komponen struktur baja dan beton yang karakteristik dasar masing-masing bahan dimanfaatkan secara optimal. Karakteristik yang dimiliki oleh struktur baja adalah kekuatan tinggi, modulus elastisitas tinggi, serta daktilitas tinggi. Sedangkan karakteristik penting yang dimiliki oleh struktur beton adalah ketahanan yang baik terhadap api, mudah dibentuk, dan murah.

Struktur baja komposit dalam aplikasinya dapat merupakan elemen dari bangunan, baik sebagai balok, kolom, dan pelat. Struktur balok komposit terdiri dari dua tipe yaitu balok komposit dengan penghubung geser dan balok komposit yang diselubungi beton. Kolom komposit dapat merupakan tabung atau pipa baja yang dicor beton atau baja profil yang diselubungi beton dengan tulangan longitudinal dan diikat dengan tulangan lateral. Pada struktur pelat komposit digunakan pelat beton yang bagian bawahnya diperkuat dengan dek baja bergelombang.

Aksi komposit terjadi apabila dua batang structural pemikul beban, seperti pada pelat beton dan balok baja sebagai penyangganya, dihubungkan secara menyeluruh dan mengalami defleksi sebagai satu kesatuan. Pada balok non komposit, pelat beton dan balok baja tidak bekerja secara bersama-sama sebagai satu kesatuan karena tidak terpasang alat penghubung geser. Apabila balok non komposit mengalami defleksi pada saat dibebani, maka permukaan bawah pelat beton akan tertarik dan mengalami perpanjangan sedangkan permukaan atas dari balok baja akan tertekan dan mengalami perpendekan. Karena penghubung geser tidak terpasang pada bidang pertemuan antara pelat beton dan balok baja maka pada bidang kontak tersebut tidak ada gaya yang menahan perpanjangan serat bawah pelat dan perpendekan serat atas balok baja. Dalam hal ini, pada bidang kontak tersebut hanya bekerja gaya geser vertikal. Sedangkan pada balok komposit, pada bidang pertemuan antara pelat beton dan balok baja dipasang alat penghubung geser sehingga pelat beton dan balok baja bekerja sebagai satu

kesatuan. Pada bidang kontak tersebut bekerja gaya geser vertical dan horizontal, dimana gaya geser horizontal tersebut akan menahan perpanjangan serat bawah pelat dan diperpendekan serat atas balok baja.



Gambar 2.4 Penampang Komposit Rectangular

2.5. Pushover Analysis

Analisis pushover merupakan analisis statik nonlinier yang digunakan untuk mengetahui perilaku keruntuhan struktur terhadap beban lateral. Analisis dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada struktur, yang kemudian ditingkatkan secara bertahap hingga mencapai suatu target perpindahan lateral yang ditetapkan.

Analisis pushover menghasilkan kurva pushover yang menggambarkan hubungan antara gaya geser dasar (V) versus perpindahan pada titik yang ditinjau (*control node*), dalam hal ini atap (D). Pada analisis pushover, struktur didorong sampai mengalami leleh di satu atau lebih lokasi di struktur tersebut. Kurva kapasitas akan memperlihatkan suatu kondisi linier sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku nonlinier.

Kurva pushover dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Tujuan analisis pushover adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja dari struktur yang kritis.

Tahapan umum dalam analisis Pushover:

1. Menentukan titik kontrol (*control node*) untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.

2. Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekuivalen dengan distribusi dari gaya inersia, sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat gempa. Oleh karena sifat gempa adalah tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan.
3. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik control didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
4. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan. Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh komputer (fasilitas *pushover* dan evaluasi kinerja yang terdapat secara *built-in* pada program SAP2000, mengacu pada FEMA - 356).

2.5.1. Pola Beban Dorong

Hasil analisis *pushover* sangat dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan. Oleh karena itu, analisa beban dorong statik memerlukan berbagai kombinasi pola distribusi yang berbeda untuk menangkap kondisi yang paling ekstrim untuk perencanaan, sebagai cerminan sifat beban gempa yang acak dan tidak pasti. Pola pembebanan gaya lateral yang diberikan pada model struktur disesuaikan dengan proporsi distribusi gaya inersia pada diafragma lantai sepanjang tinggi struktur. Beban lateral harus diberikan pada pusat massa setiap tingkat, dan diberikan secara bertahap dalam satu arah (monotonik). FEMA 273 mensyaratkan sedikitnya digunakan dua pola pembebanan lateral. Yang pertama yaitu distribusi *Uniform*, dimana gaya lateral pada suatu lantai sama dengan total massa pada lantai tersebut, $s_j^* = m_j$. Pola yang kedua adalah salah satu dari dua pilihan berikut:

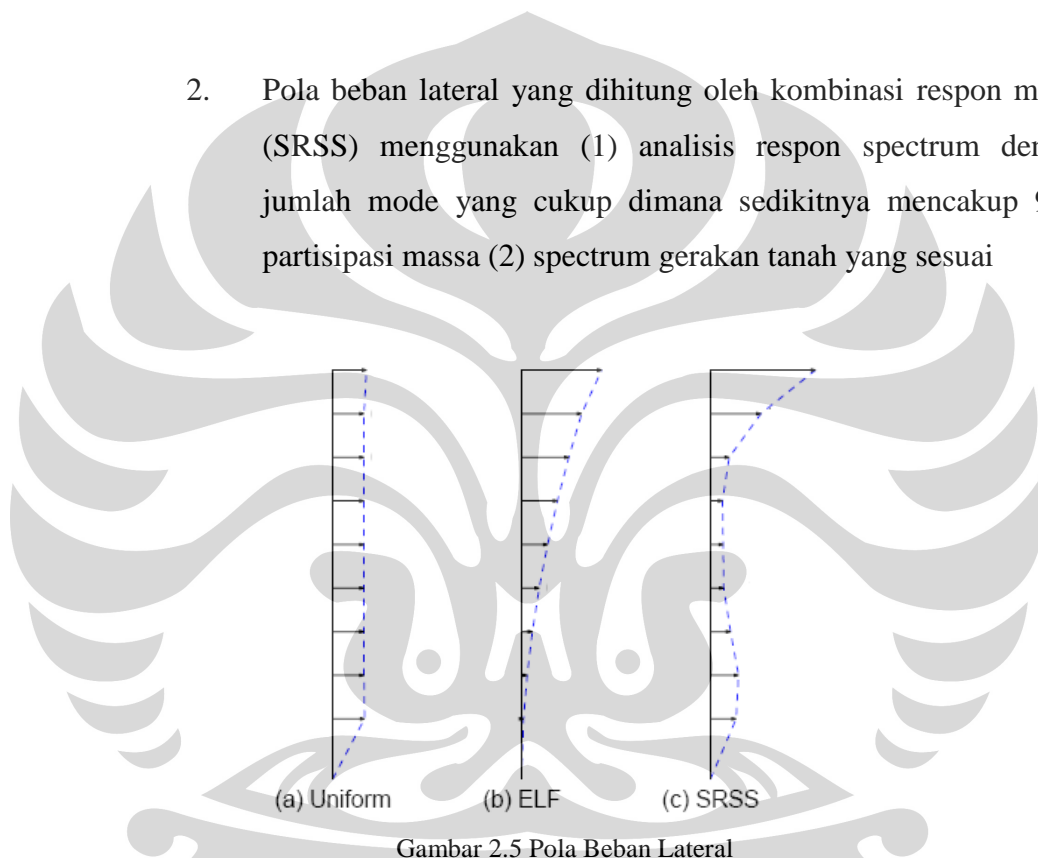
1. Pola beban lateral dapat diwakili oleh nilai $v_x C$ bilamana sedikitnya 75% massa berpartisipasi pada mode fundamental pada arah yang ditinjau (Equivalent Lateral Force).

$$C_{vx} = \frac{m_x \cdot h_x^k}{\sum_i m_i \cdot h_i^k} \quad ; k = 0.1 \text{ untuk } T \leq 0.5 \text{ detik}$$

$$= 2.0 \text{ untuk } T \geq 2.5 \text{ detik}$$

$$F_x = C_{vx} V$$

2. Pola beban lateral yang dihitung oleh kombinasi respon modal (SRSS) menggunakan (1) analisis respon spectrum dengan jumlah mode yang cukup dimana sedikitnya mencakup 90% partisipasi massa (2) spectrum gerakan tanah yang sesuai



2.5.2. Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap perpindahan tertentu di titik kontrol (*control node*) yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi δ_t dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana.

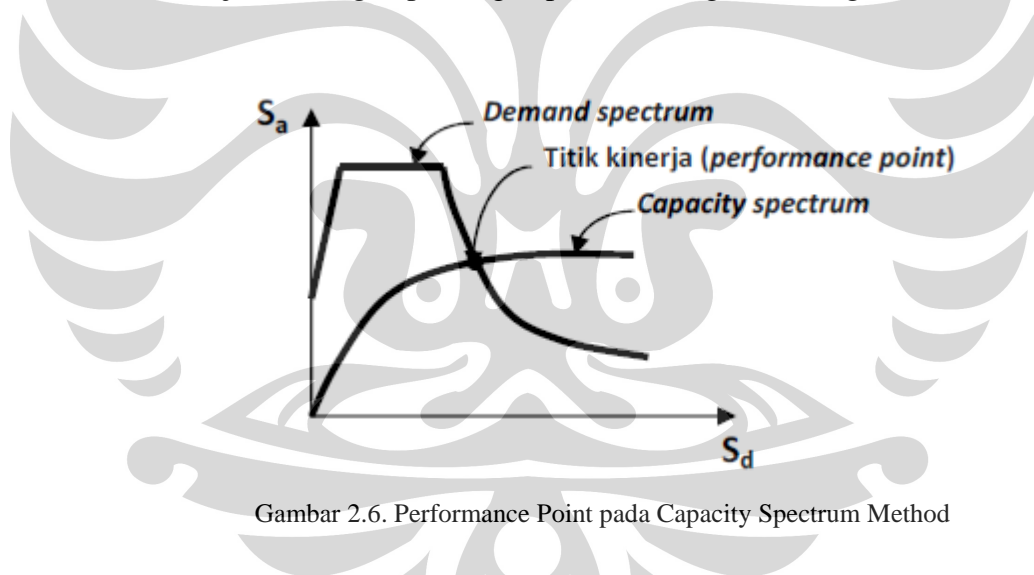
Kriteria evaluasi level kinerja kondisi bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi ketika perpindahan titik kontrol sama dengan target

perpindahan δt . Jadi parameter target perpindahan sangat penting peranannya bagi perencanaan berbasis kinerja.

Untuk menentukan target perpindahan ini, dapat digunakan dua cara yang sudah dikenal yaitu *Capacity Spectrum Method* (FEMA-273/356/440 dan ATC 40) yang sudah built-in dalam SAP 2000, dan *Displacement Coefficient Method* (FEMA-274/440 dan ATC 40)

2.5.3. Metoda Spektrum Kapasitas (*CSM*)

Capacity spectrum method menyajikan secara grafis dua buah grafik yang disebut spektrum, yaitu spektrum kapasitas (*capacity spectrum*) yang menggambarkan kapasitas struktur berupa hubungan gaya dorong total (*base shear*) dan perpindahan lateral struktur (biasanya ditetapkan di level atap bangunan), serta spektrum *demand* yang menggambarkan besarnya *demand* (tuntutan kinerja) akibat gempa dengan periode ulang tertentu (gambar 2.6).

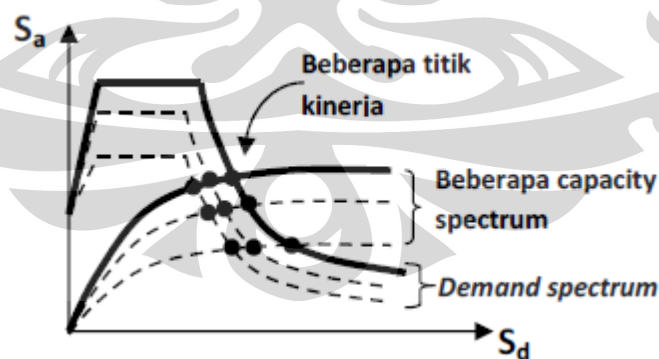


Gambar 2.6. Performance Point pada Capacity Spectrum Method

Spektrum kapasitas didapatkan dari kurva kapasitas (*capacity curve*) yang diperoleh dari analisis *static pushover*. Karena kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya dorong total yang diberikan ke suatu struktur berderajat kebebasan banyak (*multi-degree-of-freedom-system*, MDOF) terhadap perpindahan yang dipilih sebagai referensi (umumnya puncak/atap bangunan) sedangkan spektrum *demand* dibuat untuk struktur dengan kebebasan satu (*single-degree-of-freedom-system*, SDOF), maka kurva kapasitas dengan cara tertentu harus diubah menjadi spektrum kapasitas dengan satuan yang sama dengan

spektrum *demand*. Spektrum *demand* didapatkan dengan mengubah spektrum respon yang biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan, S_a , dan Periode, T , menjadi format spektral percepatan, S_a , dan spektral perpindahan, S_d . Format yang terakhir ini disebut *Acceleration-Displacement Response Spectra (ADRS)*. Kurva kapasitas yang merupakan produk dari *pushover* dinyatakan dalam satuan gaya (kN) dan perpindahan (m), sedangkan *demand spectrum* memiliki satuan percepatan ($m/detik^2$) dan perpindahan (m). Satuan dari kedua kurva tersebut perlu diubah dalam format yang sama, yaitu spektral percepatan, S_a , dan spektral perpindahan, S_d , agar dapat ditampilkan dalam satu tampilan.

Penyajian secara grafis dapat memberikan gambaran yang jelas bagaimana sebuah bangunan merespon beban gempa. Perencana dapat membuat berbagai skenario kekuatan struktur (dengan cara mengganti kekakuan dari beberapa komponen struktur) dan melihat kinerjanya akibat beberapa level *demand* yang dikehendaki secara cepat dalam satu grafik (Gambar 14). Titik kinerja merupakan perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum *demand*. Dengan demikian titik kinerja merupakan representasi dari dua kondisi, yaitu: 1) karena terletak pada spektrum kapasitas, merupakan representasi kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu, dan 2) karena terletak pada kurva *demand*, menunjukkan bahwa kekuatan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan.

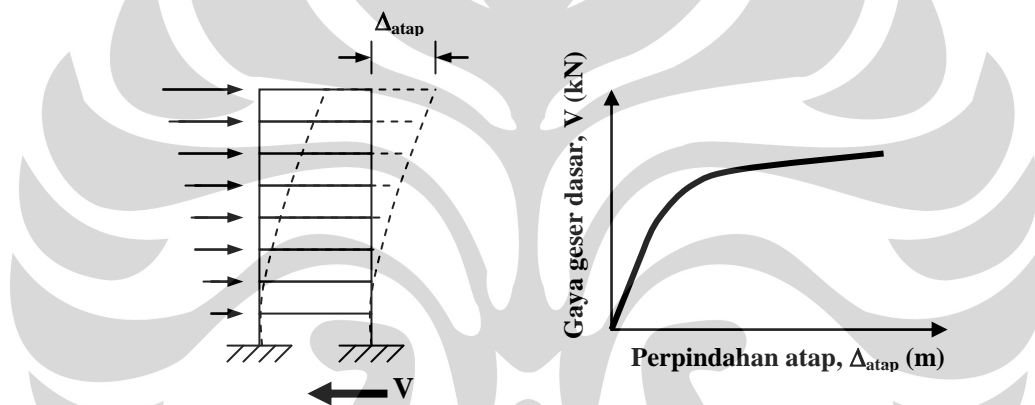


Gambar 2.7 Beberapa titik kinerja pada satu grafik dalam CSM

2.5.3.1. Kurva Kapasitas Dan Spektrum Kapasitas

Kurva kapasitas yang didapatkan dari analisis *pushover* menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momen-deformasi dari masing-masing komponen struktur. Cara termudah untuk membuat

kurva ini adalah dengan mendorong struktur secara bertahap (*pushover*) dan mencatat hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) dan perpindahan atap akibat beban lateral yang dikerjakan pada struktur dengan pola pembebanan tertentu (Gambar 4). Pola pembebanan umumnya berupa respon ragam-1 struktur (atau bisa juga berupa beban statik ekuivalen) berdasarkan asumsi bahwa ragam struktur yang dominan adalah ragam-1. Hal ini berlaku untuk bangunan yang memiliki periode fundamental struktur yang relatif kecil. Untuk bangunan yang lebih fleksibel dengan periode struktur yang lebih besar, perencana sebaiknya memperhitungkan pengaruh ragam yang lebih tinggi dalam analisisnya.



Gambar 2.8 Kurva Kapasitas

Kurva kapasitas diubah menjadi spektrum kapasitas (*capacity spectrum*) dalam format ADRS melalui persamaan:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (1)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{atap}}{PF_1 \phi_{atap,1}} \quad (2)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (3)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4)$$

dimana:

PF₁ = faktor partisipasi ragam (*modal participation factor*) untuk ragam ke-1

α_1 = koefisien massa ragam untuk ragam ke-1

w_i/g = massa lantai i

ϕ_{i1} = perpindahan pada lantai i ragam ke-1

N = jumlah lantai

V = gaya geser dasar

W = berat struktur (akibat beban mati dan beban hidup tereduksi)

Δ_{atap} = perpindahan atap (yang digunakan pada kurva kapasitas)

S_a = spektrum percepatan

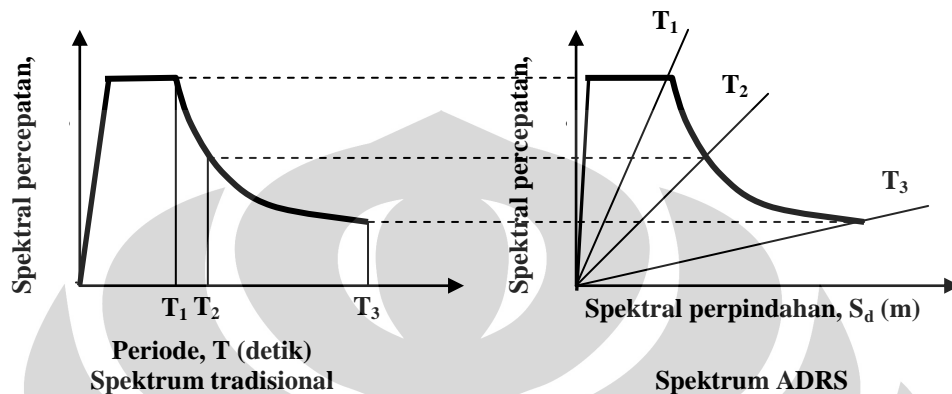
S_d = spektrum perpindahan

2.5.3.2. SPEKTRUM DEMAND (*DEMAND SPECTRUM*)

Spektrum demand didapatkan dari spektrum respons elastis yang pada umumnya dinyatakan dalam satuan percepatan, S_a (m/detik²) dan periode struktur, T (detik). Sama halnya dengan kurva kapasitas, spektrum respons ini juga perlu diubah dalam format ADRS menjadi spektrum demand. Gambar 5 menunjukkan spektrum yang sama yang ditampilkan dalam format tradisional (S_a dan T) dan format ADRS (S_a dan S_d). Pada format ADRS, periode struktur yang sama merupakan garis lurus radial dari titik nol. Hubungan antara S_a , S_d , dan T, dapat dihitung dengan menggunakan persamaan [12]:

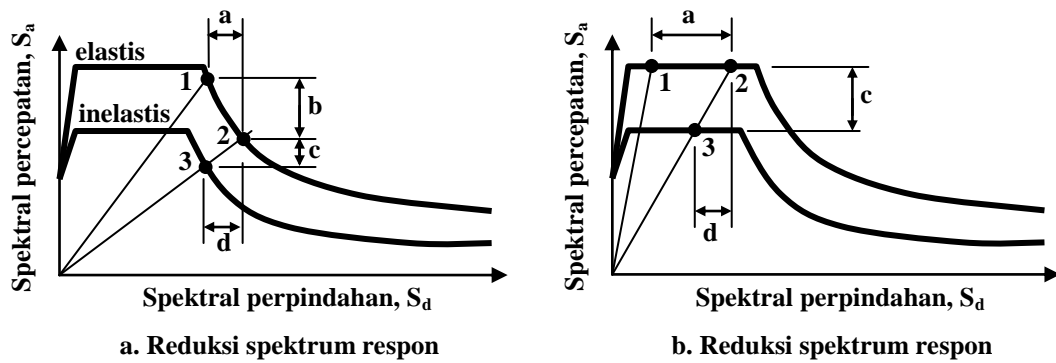
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (5)$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (6)$$



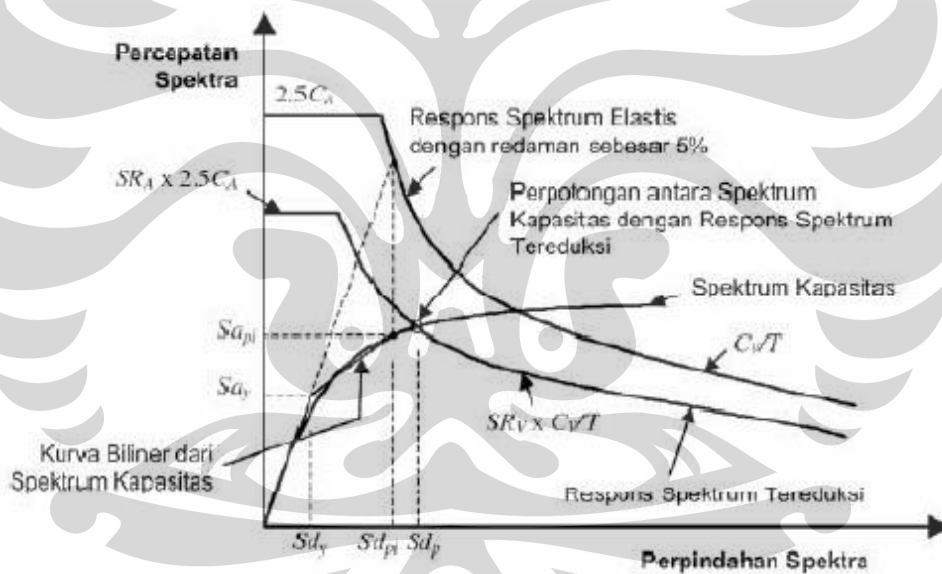
Gambar 2.9. Spektrum respon yang ditampilkan dalam format tradisional dan ADRS

Karena pada saat gempa besar telah terjadi plastifikasi di banyak tempat, maka perlu dibuat spektrum demand dengan memperhatikan redaman (*damping*) yang terjadi karena plastifikasi tersebut. Gambar 6 memberikan penjelasan mengapa terjadi reduksi pada respon inelastis. Titik 1 menunjukkan *demand* elastis. Jika terjadi reduksi kekuatan struktur akibat perilaku inelastis, periode efektif struktur menjadi semakin besar seperti pada titik 2. Pada kondisi ini, perpindahan bertambah sebesar "a" dan percepatan berkurang sebesar "b". Jika struktur berperilaku inelastis (nonlinier), pada periode yang sama dengan titik 2, *demand* berkurang menjadi spektrum respon inelastis pada titik 3. Jadi, kembali terjadi pengurangan percepatan sebesar "c" dan pengurangan perpindahan sebesar "d". Total pengurangan percepatan sebesar "b+c" dan perpindahan perlu dimodifikasi sebesar "a-d". Jika besarnya "a" diperkirakan sama dengan "d", maka perpindahan inelastis sama dengan perpindahan elastis (Gambar 6a). Jika "a" lebih besar daripada "d" maka perpindahan inelastis menjadi lebih kecil daripada perpindahan elastis (Gambar 6b).



Gambar 2.10. Reduksi Respon Spektrum

Karena waktu getar ekuivalen dan redaman merupakan fungsi dari perpindahan maka penyelesaian untuk mendapatkan perpindahan inelastik maksimum (titik kinerja) adalah bersifat iteratif.

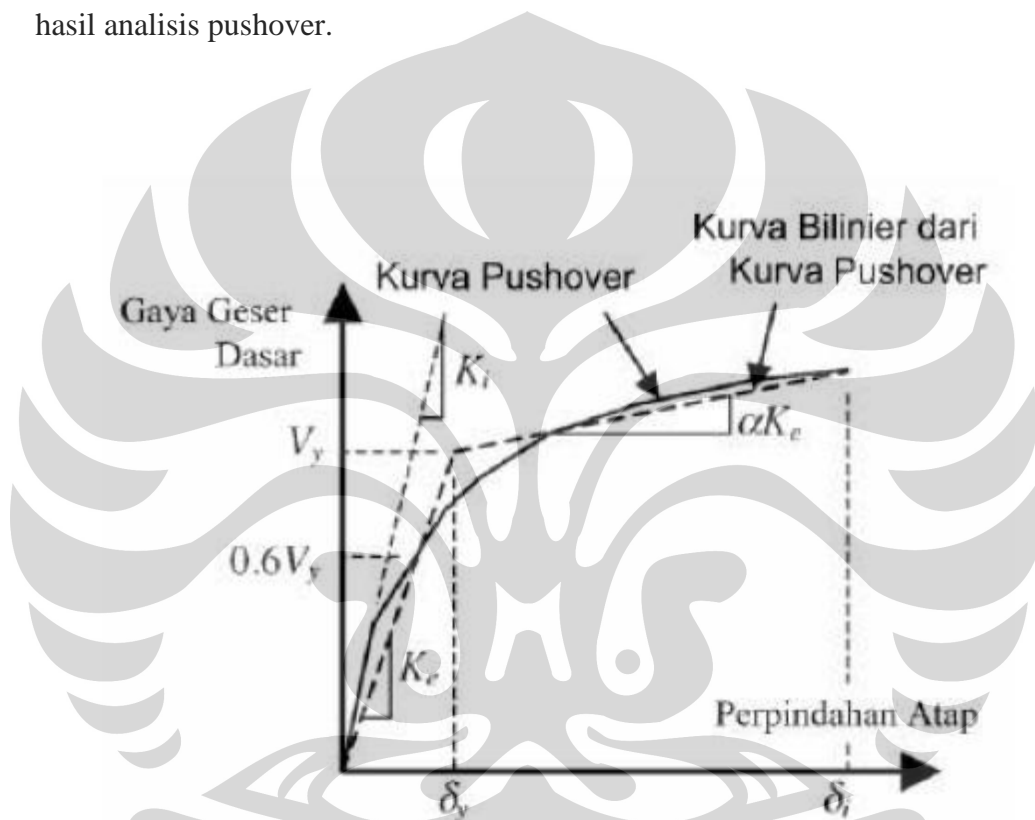


Gambar 2.11. Penentuan Titik Kinerja Menurut Spektrum Kapasitas

Metode spektrum kapasitas telah *built-in* dalam program ETABS, proses konversi kurva *pushover* ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva respon spektrum rencana, yang terdapat dalam peraturan.

2.5.4. Metoda Koefisien Perpindahan (DCM)

Displacement Coefficient Method merupakan prosedur statik nonlinier yang terdapat dalam FEMA 273/356. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut target perpindahan, δT . Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif, T_e , yang memperhitungkan kondisi inelastis bangunan. Untuk memperoleh periode getar alami efektif dapat dilakukan dengan bantuan kurva hasil analisis pushover.



Gambar 2.12 Periode Getar Alami dari Kurva Pushover

Kurva pushover diubah terlebih dahulu menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan, K_e , dan kuat leleh bangunan, V_y . Kekakuan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan secant yang dihitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis (K_e) dan kondisi inelastis (αK_e), maka prosesnya dilakukan secara *trial and error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif, T_e , dapat dihitung sebagai:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

dimana K_i dan T_i adalah kekakuan awal pada arah yang ditinjau dan periode alami awal elastis (dalam detik).

Waktu getar alami efektif ini di-plot-kan pada spektrum respons sehingga diperoleh percepatan puncak, S_a . Rendaman yang digunakan 5% yang mewakili level yang diharapkan terjadi pada struktur yang mempunyai respons pada daerah elastis. Spektral Peralihan puncak, S_d , berhubungan langsung dengan spectral akselerasi, S_a , melalui persamaan sebagai berikut:

$$S_d = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a \quad (8)$$

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol δ_T , ditentukan dari rumus berikut :

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (9)$$

dimana,

T_e = waktu getar alami efektif

C_0 = koefisien faktor bentuk, untuk merubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan Tabel 3-2 dari FEMA 356.

C_1 = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastic maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e}$$

Konstanta a adalah sama dengan 130, 90 dan 60 untuk site kategori B, C dan D. Untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C_1 pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 1.0 detik maka C_1 dapat dianggap sama dengan 1

R = rasio kuat elastik perlu terhadap koefisien kuat leleh terhitung

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

S_a = akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau.

V_y = gaya geser dasar pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear.

W = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi.

C_m = faktor massa efektif yang diambil dari Tabel 3-1 dari FEMA 356.

C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “pinching” dari hubungan bebandeformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T_e} \right)^2$$

untuk waktu getar kurang dari 0.2 detik maka nilai C_2 pada 0.2 detik dapat dipakai. Untuk waktu getar lebih dari 0.7 detik maka C_2 dapat dianggap sama dengan 1.

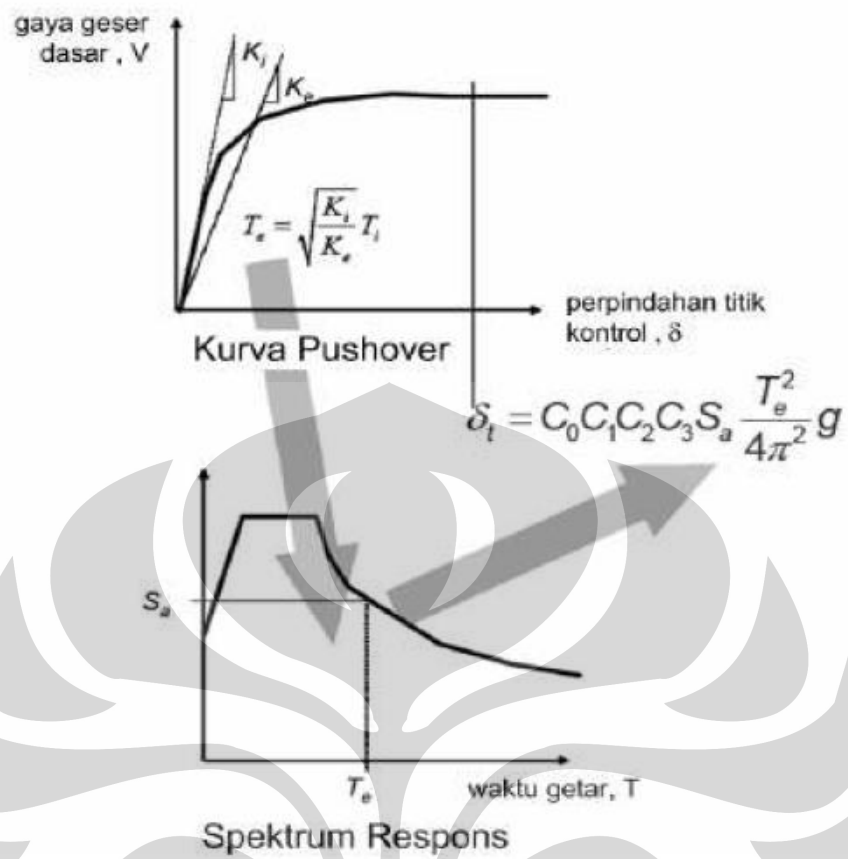
C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P- Δ . Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu non-linier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, dimana jika perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

α = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear

g = percepatan gravitasi 9.81 m/det².

Ilustrasi berikut dapat memberikan gambaran secara jelas penerapan Metode Koefisien Perpindahan dalam menetapkan target perpindahan dari struktur yang akan dievaluasi.



Gambar 2.13 Skematik Prosedur Metode Koefisien Perpindahan (*FEMA 440*)

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Prosedur Analisis

3.1.1. Tahapan Analisis

Tahapan utama yang dilakukan dalam penelitian ini adalah:

1. Membuat denah struktur dari gedung kuliah 9 lantai
2. Penentuan properti material yang akan digunakan, dalam hal ini adalah material komposit baja beton *Hollow Structural Section* dengan menggunakan *software* “MathCad 2000 Profesional”
3. Melakukan pemodelan struktur 3 dimensi yang memenuhi ketentuan perencanaan bangunan baja Indonesia dan AISC 2005.
4. Melakukan analisis beban gempa terhadap model struktur dengan analisis modal
5. Melakukan pengecekan terhadap model struktur untuk melihat apakah model memenuhi persyaratan untuk analisis statik non-linier serta persyaratan-persyaratan yang terdapat dalam peraturan, bila perlu dilakukan *redesign*.
6. Membuat pemodelan struktur 2D dari gedung yang ditinjau
7. Melakukan analisis pushover dengan SAP 2000. Analisis beban dorong dilakukan dalam dua tahap, yang pertama struktur diberi beban gravitasi (kombinasi beban mati dan beban hidup yang direduksi). Analisis tahap pertama belum memperhitungkan kondisi non-linier. Selanjutnya analisis dilanjutkan dengan memberikan pola beban lateral yang diberikan secara monotonik bertahap. Pola beban lateral minimal dua buah setiap arahnya sesuai ketentuan FEMA agar diperoleh kondisi yang paling kritis.
8. Proses pembebanan dilanjutkan sampai batas kinerja terdeteksi dari perpindahan titik kontrol pada atap.
9. Dari analisis pushover diperoleh kurva pushover. Kurva ini selanjutnya digunakan untuk menentukan target perpindahan
10. Selanjutnya akumulasi gaya dan deformasi dievaluasi pada target perpindahan untuk mengetahui kinerja setiap komponen.

- ✚ Untuk perilaku yang dikontrol deformasi (misal, lentur balok), besarnya deformasi dibandingkan dengan deformasi ijin yang ada dalam FEMA 356.
- ✚ Untuk perilaku yang dikontrol gaya (misal, geser balok), kapasitas kekuatan dibandingkan dengan gaya yang terjadi. Kapasitas kekuatan juga telah didefinisikan dalam FEMA-273/ 356.

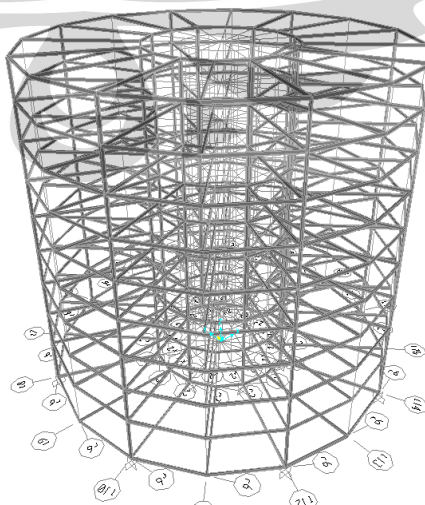
1. Jika salah satu (a) **gaya perlu** dalam aksi atau komponen atau elemen yang dikontrol gaya, atau (b) **besarnya deformasi** yang terjadi dalam aksi, komponen atau elemen yang dikontrol deformasi, melebihi nilai-nilai yang ditetapkan maka dianggap kinerjanya tidak memenuhi syarat.

* Tahap 11 dan 12 dalam prosedur ini dilakukan secara otomatis oleh program SAP 2000, dan hasilnya dapat berupa grafik atau tabel yang menyajikan kondisi setiap komponen.

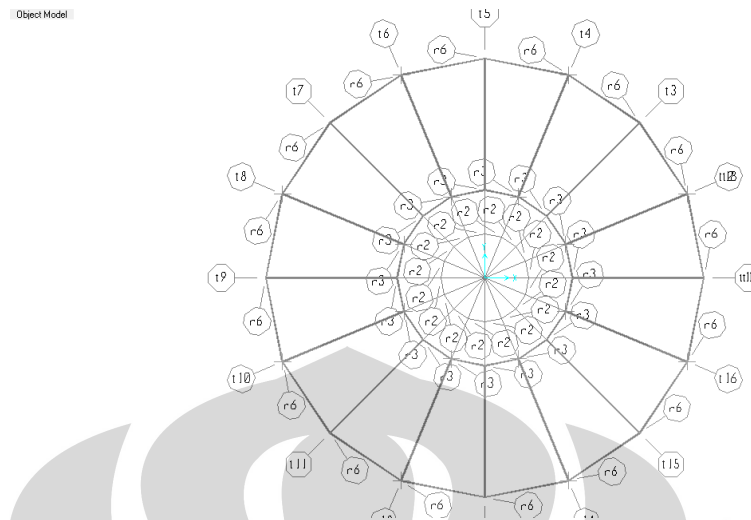
2. Melakukan perubahan pada parameter yang ditinjau, yaitu konfigurasi bresing dan panjang link
3. Melakukan perbandingan hasil yang diperoleh pada tahap 10, kemudian dilakukan analisa terhadap hasil yang diperoleh untuk mendapatkan kesimpulan.

3.1.2. Permodelan Struktur Awal

Gedung Kuliah yang akan didesain pada penelitian ini adalah sebuah Gedung berbentuk lingkaran yang akan digunakan sebagai Gedung PBL (*Problem Based Learning*) dengan jumlah lantai 9 lantai.



Gambar 3.1 Pemodelan awal Gedung Kuliah

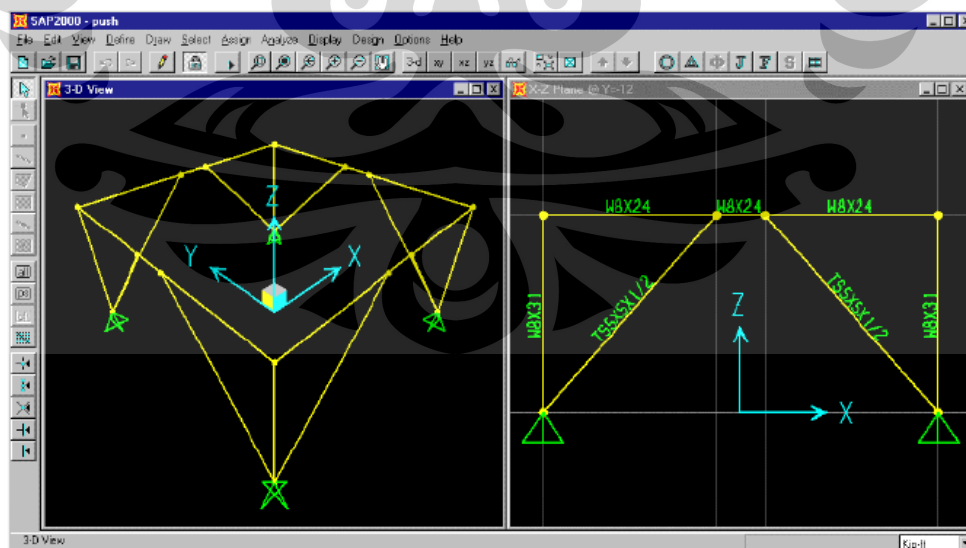


Gambar 3.2 Tampak Atas Gedung Kuliah

3.2. Prosedur Pushover dengan SAP 2000

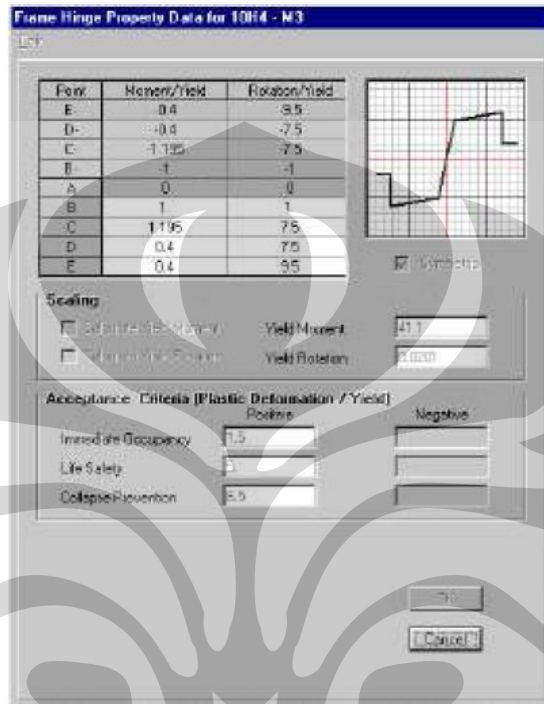
Prosedur analisis pushover dengan SAP 2000 mengacu pada *paper* berjudul “Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis” yang ditulis oleh Ashraf Habibullah dan Stephen Pyle. Tahapannya adalah sebagai berikut:

1. Membuat model struktur (tanpa data pushover), seperti ditunjukkan pada Gambar 3.3



Gambar 3.3 Contoh model Struktur sederhana

2. Definisikan *hinge properties* dan kriteria penerimaan untuk tinjauan nodal, seperti ditunjukkan pada Gambar 3.4. Di dalam program SAP 2000 telah *built-in* berbagai *default hinge properties* berdasarkan nilai rata-rata dari ATC-40 (untuk beton) dan FEMA-273 (untuk baja).



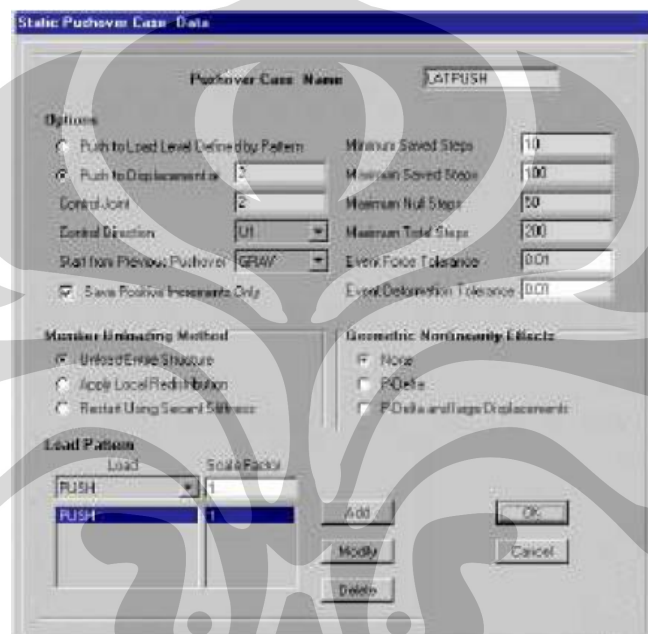
Gambar 3.4 Data *hinge properties*

3. Menetapkan lokasi nodal pushover pada model dengan memilih satu atau lebih member portal, dan tentukan *hinge properties*nya.



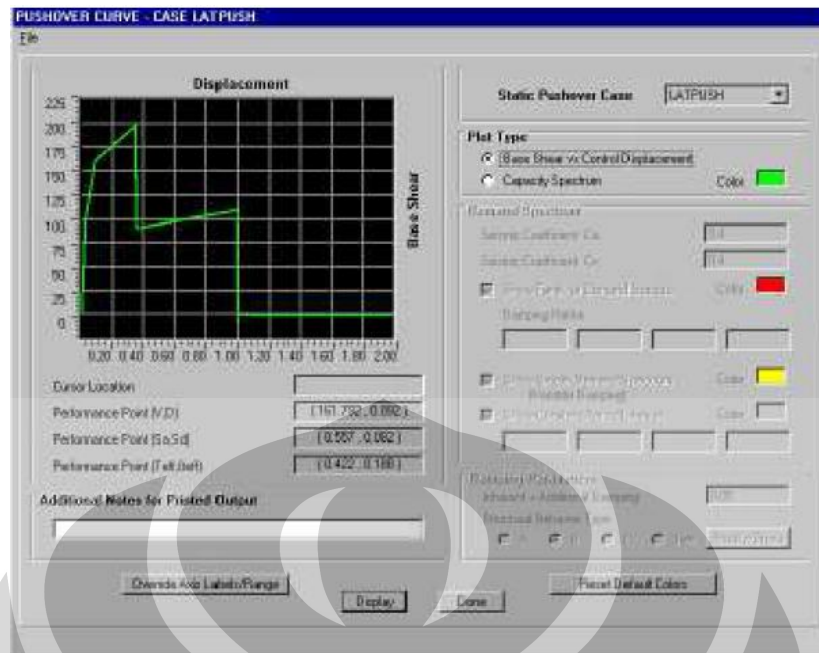
Gambar 3.5 Menentukan sendi plastis

4. Menentukan *pushover load cases*. Biasanya *pushover load case* yang pertama digunakan untuk beban gravitasi dan selanjutnya *pushover load case* beban lateral ditetapkan dan dimulai dari kondisi akhir *pushover* gravitasi. *Pushover load case* dapat berupa *force-controlled*, dimana struktur didorong hingga mencapai target beban maksimum tertentu, atau *displacement-controlled*, dimana struktur didorong hingga target peralihan tertentu.



Gambar 3.6 Data Loadcase pushover

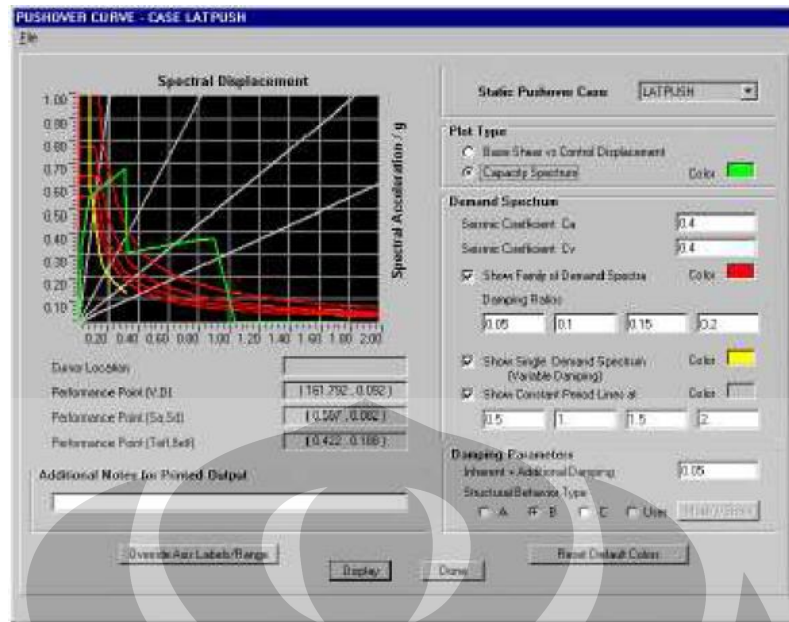
5. Jalankan analisis statik dan, bila diinginkan, analisis dinamik. Kemudian jalankan analisis pushover static nonlinier
6. Tampilkan kurva pushover seperti ditunjukkan pada Gambar 3.7. Untuk melihat kordinat dari tiap step kurva pushover, jumlah sendi plastis, dan kondisi sendi plastis yang dialami tiap nodal (misal IO, LS, atau CP), dapat ditunjukkan melalui tabel data kurva pushover, seperti pada gambar 3.8.

Gambar 3.7 Kurva *Pushover*

Step	Displacement	Base Shear	A-B	B-ID	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTML
0	0.0000	0.0000	60	0	0	0	0	0	0	0	60
1	0.0274	100.4079	57	3	0	0	0	0	0	0	60
2	0.0821	157.4939	51	8	1	0	0	0	0	0	60
3	0.0870	161.1401	48	11	1	0	0	0	0	0	60
4	0.3401	190.9614	46	6	3	2	1	2	0	0	60
5	0.3401	160.7077	46	6	3	2	1	0	2	0	60
6	0.3513	161.2326	46	6	3	2	1	0	0	0	60
7	0.3513	142.7613	46	6	3	2	1	0	0	0	60
8	0.3530	144.4506	46	6	3	2	1	0	0	0	60
9	0.3564	144.9205	46	6	3	0	1	2	0	0	60
10	0.3567	108.0511	46	6	3	0	1	0	2	0	60
11	0.3596	108.2019	46	6	3	0	1	0	0	0	60
12	0.3596	89.6470	46	6	3	0	1	0	0	0	60
13	0.4538	93.9015	40	12	3	0	1	0	0	0	60
14	0.6530	99.5164	40	0	15	0	1	0	0	0	60
15	0.8530	105.1312	40	0	10	5	1	0	0	0	60
16	1.0031	109.3216	40	0	0	13	1	2	0	0	60
17	1.0031	-0.4043	40	0	0	11	1	0	0	0	60
18	1.2031	-0.4404	40	0	0	11	1	0	0	0	60
19	1.4031	-0.3965	40	0	0	11	1	0	0	0	60
20	1.6031	-0.3526	40	0	0	11	1	0	0	0	60
21	1.8031	-0.3086	40	0	0	11	1	0	0	0	60
22	2.0000	-0.2654	40	0	0	11	1	0	0	0	60

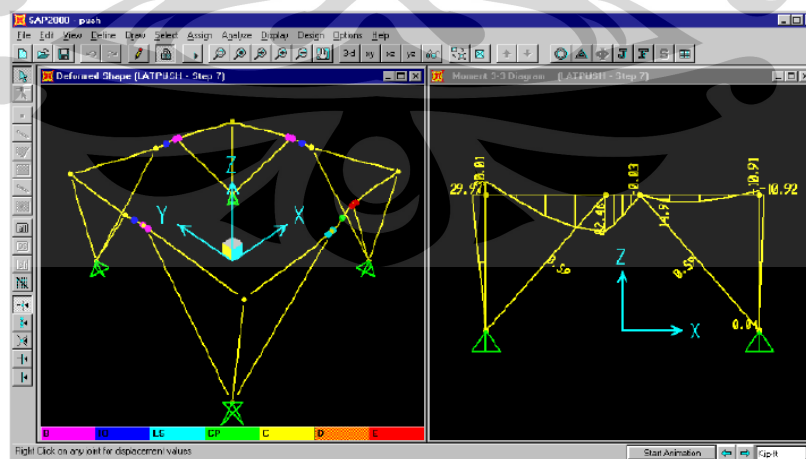
Gambar 3.8 Data tabular untuk kurva *Pushover*

- Tampilkan kurva spektrum kapasitas seperti ditunjukkan pada Gambar 3.9. Titik kinerja (*performance point*) dinyatakan sebagai perpotongan antara kurva kapasitas (hijau) dan kurva *spectrum demand* (kuning).



Gambar 3.9 Kurva spektrum kapasitas

8. Evaluasi kembali secara step by step, bentuk peralihan dan formasi sendi plastis
9. Evaluasi kembali secara step by step, gaya dalam member struktur. Output lain yang dapat dilihat untuk tiap tahap pushover antar lain displacement joint, gaya dalam, gaya pada sendi plastis, dan kondisi pembentukan sendi plastis. Hal ini dapat digunakan untuk mengetahui gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta bagian-bagian yang kritis.

Gambar 3.10 Deformasi dan gaya member *step by step*

BAB 4 ANALISIS HASIL SIMULASI MODEL STRUKTUR

4.1. ANALISIS BEBAN GEMPA

4.1.1. Model Penampang Balok Ukuran 800 x 600 mm

Dengan melakukan analisis modal struktur gedung dengan SAP 2000 v14.0.0, diperoleh karakteristik dinamik bangunan sebagai berikut :

Tabel 4.1 Periode getar alami gedung 1

Mode	Period	UX (mm)	UY (mm)	UZ
1	1,532388	0,011468	0	0
2	0,664663	0	-0,011249	0
3	0,487283	-0,01158	0	0

Dari tabel dia atas, diketahui bahwa untuk pola ragam getar pertama (mode 1) periodenya adalah 1,532 detik dengan arah utama X. Dari data-data tersebut, maka perhitungan beban gempa secara dinamik respon spektrum dapat dilakukan :
Evaluasi gempa arah X

$T_x = 1,532$ detik, sedangkan untuk bangunan 9 lantai $T_{maks} = 1,62$ detik sehingga digunakan T_x . Dari kurva spektrum wilayah 4 tanah sedang, maka $C_1 = 0,42/1,532 = 0,274$, sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0,274 \times 1}{8,5} (170942,9976) = 5510,3978 \text{ kN}$$

Hasil analisis spektrum respon

$$V_x = 6342,182 \text{ kN} > 0,8 * V_1 = 4408,31824 \text{ kN}$$

Evaluasi gempa arah Y

$T_y = 1,532$ detik, sedangkan untuk bangunan 9 lantai $T_{maks} = 1,62$ detik sehingga digunakan T_x . Dari kurva spektrum wilayah 4 tanah sedang, maka $C_1 = 0,42/1,532 = 0,274$, sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0,274 \times 1}{8,5} (170942,9976) = 5510,3978 \text{ kN}$$

Hasil analisis spektrum respon

$$V_y = 10001,331 \text{ kN} > 0,8 * V_1 = 4408,31824 \text{ kN}$$

Dengan melakukan analisis respon dinamik menggunakan spektrum diperoleh hasil sebagai berikut :

Tabel 4.2 Pengecekan rasio gaya geser dasar dinamik – statik

Gaya geser dasar	Statik	Dinamik	Rasio dinamik/statik
V _x	5510,3978 kN	6342,182 kN	1,151
V _y	5510,3978 kN	10001,331 kN	1,815

Dari tabel 4.2 diatas dapat disimpulkan bahwa gaya geser dinamik memenuhi persyaratan, sehingga beban gempa dinamik dapat digunakan dalam analisis struktur.

4.1.2. Model Penampang Balok Ukuran 800 x 600 mm dan 400 x 200 mm

Dengan melakukan analisis modal struktur gedung dengan SAP 2000 v14.0.0, diperoleh karakteristik dinamik bangunan sebagai berikut :

Tabel 4.3 Periode getar alami gedung 2

Mode	Period	UX (mm)	UY (mm)	UZ
1	1,797522	-0,016	0	0
2	0,729032	-0,013	0	0
3	0,638325	0	-0,012	0

Dari tabel dia atas, diketahui bahwa untuk pola ragam getar pertama (mode 1) periodenya adalah 1,797 detik dengan arah utama X. Dari data-data tersebut, maka perhitungan beban gempa secara dinamik respon spektrum dapat dilakukan :
Evaluasi gempa arah X

T_x= 1,797 detik, sedangkan untuk bangunan 9 lantai T_{maks} = 1,62 detik sehingga digunakan T_{maks}. Dari kurva spektrum wilayah 4 tanah sedang, maka C₁=0,42/1,62 = 0,259, sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0,259 \times 1}{8,5} (163865,798) = 4993,087257 kN$$

Hasil analisis spektrum respon

$$V_x = 4851,361 \text{ kN} > 0,8 * V_1 = 3994,4698 \text{ kN}$$

Evaluasi gempa arah Y

$T_y = 1,797$ detik, sedangkan untuk bangunan 9 lantai $T_{maks} = 1,62$ detik sehingga digunakan T_{maks} . Dari kurva spektrum wilayah 4 tanah sedang, maka $C_1 = 0,42 / 1,62 = 0,259$, sehingga

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t = \frac{0,259 \times 1}{8,5} (163865,798) = 4993,087257 \text{ kN}$$

Hasil analisis spektrum respon

$$V_y = 9517,432 \text{ kN} > 0,8 * V_1 = 3994,4698 \text{ kN}$$

Dengan melakukan analisis respon dinamik menggunakan spektrum diperoleh hasil sebagai berikut :

Tabel 4.4 Pengecekan rasio gaya geser dasar dinamik – statik

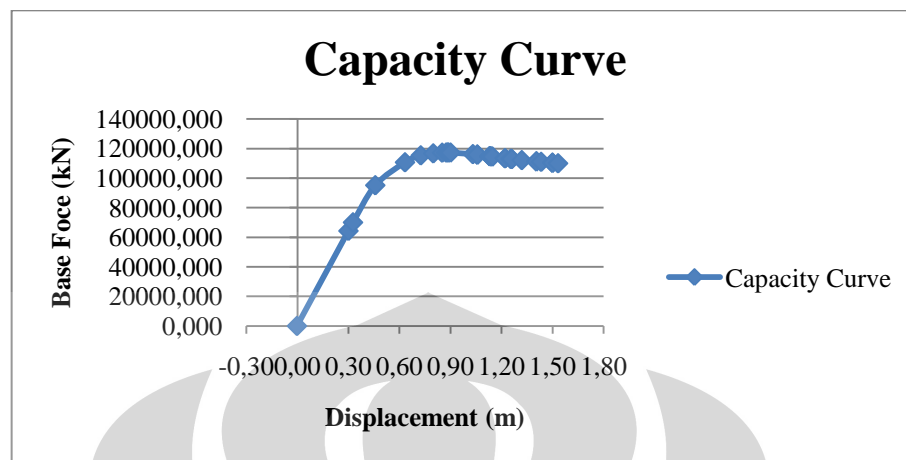
Gaya geser dasar	Statik	Dinamik	Rasio dinamik/statik
V _x	4993,0872 kN	4851,361 kN	0,9716
V _y	4993,0872 kN	9517,432 kN	1,9061

Dari tabel 4.2 diatas dapat disimpulkan bahwa gaya geser dinamik memenuhi persyaratan, sehingga beban gempa dinamik dapat digunakan dalam analisis struktur.

4.2. ANALISIS PUSHOVER PADA ELEMEN STRUKTUR

4.2.1. Model Penampang Balok Ukuran 800 x 600 mm

Dilakukan analisis *pushover* pada model gedung untuk mengetahui kinerja dan perilaku inelastis struktur. Dalam penelitian ini, analisis *pushover* dilakukan pada bangunan 3D dengan arah tinjauan adalah arah sumbu-x. Pola beban lateral yang digunakan sebagai beban dorong statik terdiri dari pola ragam getar fundamental (mode 1) dan pola beban seragam (proporsional dengan massa tiap lantai), sesuai dengan yang disyaratkan dalam FEMA 273. Dari analisis hasil *pushover* diperoleh hasil berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) dan skema kelelahan berupa distribusi sendi plastis yang terjadi, seperti ditunjukkan berikut ini :






Gambar 4.1. Grafik kurva kapasitas gedung

Tabel 4.5 Pembentukan sendi plastis pada gedung

TABLE: Pushover Curve - PUSH											
Step	Displacement	BaseForce	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
	m	kN									
0	-0,003	0,000	3168	0	0	0	0	0	0	0	3168
1	0,300	64348,112	3168	0	0	0	0	0	0	0	3168
2	0,327	70103,894	3166	2	0	0	0	0	0	0	3168
3	0,458	95204,398	2986	182	0	0	0	0	0	0	3168
4	0,632	110744,069	2748	344	70	6	0	0	0	0	3168
5	0,725	115433,870	2634	430	60	16	0	28	0	0	3168
6	0,798	116769,864	2588	436	60	36	0	48	0	0	3168
7	0,851	117239,302	2584	440	52	24	0	68	0	0	3168
8	0,874	117323,532	2555	469	52	24	0	68	0	0	3168
9	0,883	117344,036	2551	473	52	14	0	78	0	0	3168
10	0,888	117342,609	2548	476	52	8	0	84	0	0	3168
11	0,900	117315,959	2532	492	52	0	0	92	0	0	3168
12	1,031	116259,382	2468	524	52	16	0	108	0	0	3168
13	1,057	115938,184	2458	534	52	16	0	104	4	0	3168
14	1,057	115938,184	2458	534	52	16	0	104	0	4	3168
15	1,131	114869,621	2414	578	48	12	0	104	8	4	3168
16	1,131	114869,621	2412	580	48	12	0	104	4	8	3168
17	1,131	114869,621	2412	580	48	12	0	104	0	12	3168
18	1,140	114715,497	2410	582	48	12	0	100	4	12	3168
19	1,146	114621,726	2408	584	48	12	0	96	4	16	3168
20	1,220	113457,946	2354	630	46	14	0	92	8	24	3168

21	1,220	113457,946	2352	632	46	14	0	92	0	32	3168
22	1,253	113038,013	2323	661	28	32	0	88	4	32	3168
23	1,260	112962,338	2318	666	24	36	0	84	4	36	3168
24	1,260	112962,338	2318	666	24	36	0	84	0	40	3168
25	1,319	112217,746	2300	684	16	32	0	92	4	40	3168
26	1,405	111350,695	2276	700	24	24	0	88	8	48	3168
27	1,405	111350,695	2276	700	24	24	0	88	0	56	3168
28	1,433	111036,854	2270	706	24	24	0	80	4	60	3168
29	1,499	110427,835	2250	726	24	20	0	76	8	64	3168
30	1,499	110427,835	2250	726	24	20	0	76	0	72	3168
31	1,532	110061,667	2238	738	24	16	0	76	0	76	3168

Ket:		Kondisi leleh
		Kondisi kinerja
		Kondisi ultimit

Dari tabel di atas dapat ditentukan kondisi leleh dan kondisi ultimit. Kondisi leleh dinyatakan ketika pembentukan sendi plastis pertama akibat beban gempa yang terjadi. Sementara kondisi ultimit dinyatakan apabila elemen struktur mencapai salah satu dari 3 kondisi berikut:

1. Terjadi pembentukan sendi plastis pada kolom di luar bagian yang diperbolehkan, yaitu ujung bawah kolom lantai dasar
2. Semua balok telah mengalami pembentukan sendi plastis
3. Salah satu balok melewati batas sendi plastis yang diperbolehkan, yaitu *collapse prevention (CP)*

Berdasarkan tabel 4.1 di atas, kondisi leleh terjadi pada step 2 dengan displacement yang terjadi sebesar 0,327 m dan gaya geser dasar sebesar 70103,894 kN, sementara kondisi ultimit terjadi pada step 5 dengan displacement sebesar 0,725 m dan gaya 115433,870 kN.

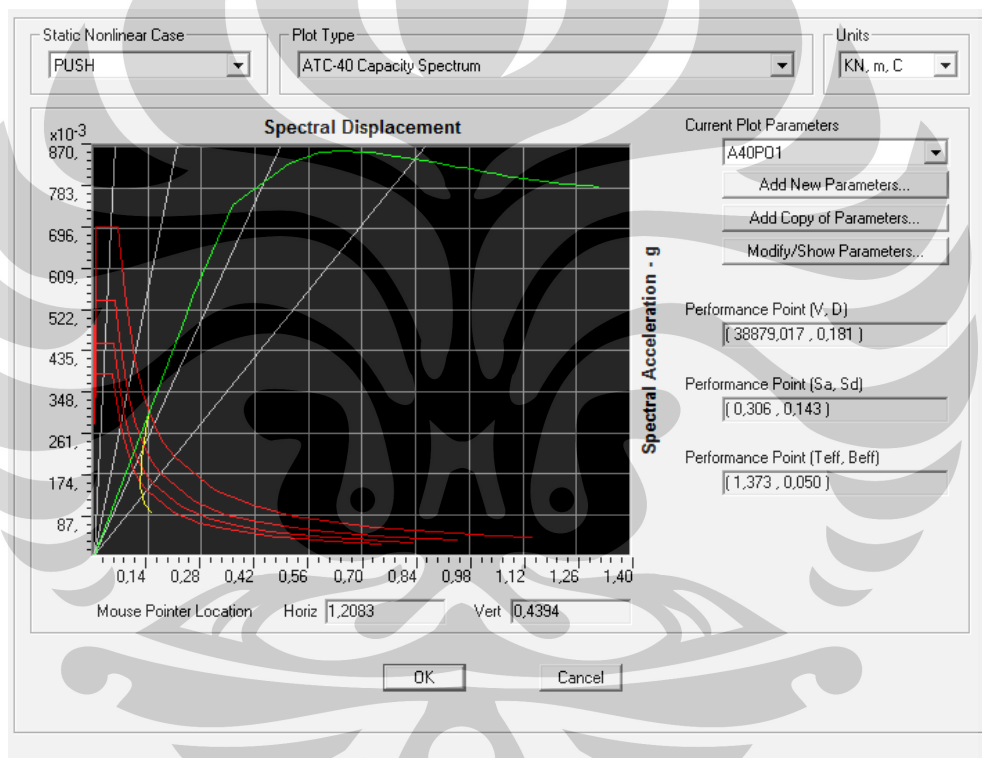
4.2.1.1. Evaluasi Kinerja Struktur

Kriteria evaluasi kinerja bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi saat titik kinerja bangunan tercapai. Titik kinerja didefinisikan sebagai target perpindahan . perpindahan atap maksimum (δ_i) dan gaya geser dasar yang menyebabkan (V_i), akibat beban gempa rencana. Pada studi ini, titik kinerja bangunan ditentukan menggunakan tiga metode yang berlaku saat ini, yaitu Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40) yang telah *built-in* dalam program SAP2000, Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356), dan Metode Koefisien

Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440), seperti yang telah dijelaskan terdahulu pada bab 2. Dari ketiga metode di atas, dipilih target perpindahan yang paling besar (menentukan).

✚ Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)

Dari kurva Respon Spektrum Rencana SNI 1726-2002 untuk wilayah 4 dengan kondisi tanah sedang, dapat diperoleh nilai $C_a = 0,28$ dan $C_v = 0,42$ yang diperlukan sebagai input data untuk menghasilkan spektrum kapasitas sebagai berikut :



Gambar 4.2 Spektrum Kapasitas gedung

Berdasarkan grafik diatas, hasil evaluasi kinerja ditampilkan dalam tabel berikut:

Tabel 4.6 Evaluasi Kinerja Sesuai ATC-40

Model Penampang	Wilayah Gempa	Performance Point	
		V(kN)	D(m)
Balok ukuran 800 x 600 mm	4	38879,017	0,181

Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Target perpindahan pada titik kontrol δ_t ditentukan dari persamaan :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana :

$$T_e = 1,373 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1,2363 \text{ (iterasi Tabel 3.2 dari FEMA 356 untuk bangunan 9 lantai)}$$

$$C_1 = 1 \text{ untuk } T_e \geq T_s$$

$$T_s = 0,6 \text{ adalah waktu getar karakteristik dan kurva respon spektrum wilayah 4 tanah sedang}$$

$$C_2 = 1 ; \text{ anggap sebagai rangka tipe 1 dan kinerja yang dipilih adalah IO (Immediate Occupancy)}$$

$$C_3 = 1 ; \text{ perilaku pasca leleh adalah positif}$$

$$S_a = 0,466$$

$$T_e = 1,3733 \text{ (periode getar efektif bangunan)}$$

$$\delta_t = 1,2363 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,466 \cdot \frac{1,3733^2}{4\pi^2} \cdot 9,8$$

$$\delta_t = 0,26972 \text{ m}$$

Jadi target perpindahan dari titik kontrol adalah 0,26972

Metode Koefisien Perpindahan yang diperbaiki (FEMA 440)

Target perpindahan pada titik kontrol δ_t , juga ditentukan dengan persamaan pada metode FEMA 356 tetapi digunakan parameter yang berbeda.

Dimana :

$$T_e = 1,373 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1,2363 \text{ (iterasi Tabel 3.2 dari FEMA 356 untuk bangunan 9 lantai)}$$

$$C_3 = 1 ; \text{ perilaku pasca leleh adalah positif}$$

$$S_a = 0,466$$

Maka target perpindahan dari titik kontrol adalah 0,26972

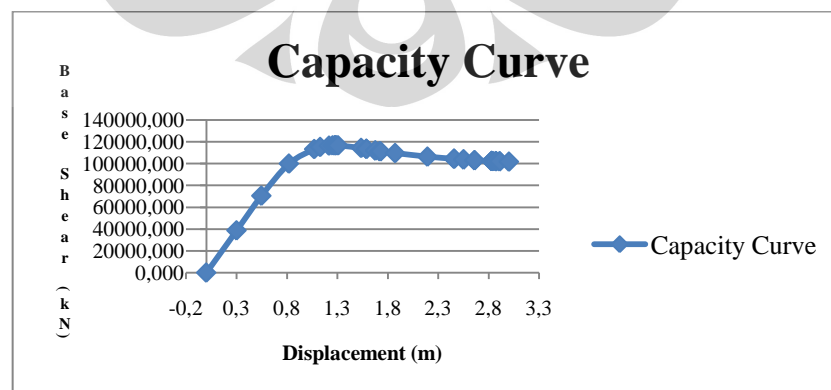
Dari data-data hasil analisis *pushover* tersebut dapat diperoleh tabel yang menunjukkan *seismic performance level* dari struktur sebagai berikut :

Tabel 4.7 Performance Level elemen struktur

Parameter Kinerja		
R aktual	1,1	
kekakuan bangunan	214495,6	kN/m
Kekuatan	156196	kN
target perpindahan	0,26972	m
target gaya geser dasar	38879	kN
level performance elemen	IO	
Total hinge	182	

4.2.2. Model Penampang Balok Ukuran 800 x 600 mm dan 400 x 200 mm


Dilakukan juga analisis *pushover* pada model gedung yang sama tetapi untuk lantai 6 – lantai 9 digunakan penampang balok yang berbeda, yaitu 400 x 200 mm. Hal ini dilakukan untuk meningkatkan efisiensi dari penampang balok terhadap gaya lateral. Analisis *pushover* yang dilakukan juga sama dengan model bangunan sebelumnya dengan arah tinjauan adalah arah sumbu-x. Dari analisis hasil *pushover* diperoleh hasil berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) dan skema kelelahan berupa distribusi sendi plastis yang terjadi, seperti ditunjukkan berikut ini :



Gambar 4.3 Grafik Kurva Kapasitas Gedung 2

Tabel 4.8 Pembentukan sendi plastis pada gedung 2

TABLE: Pushover Curve - PUSH											
Step	Displacement	BaseForce	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
	m	kN									
0	0,000	0,000	3168	0	0	0	0	0	0	0	3168
1	0,300	38692,339	3168	0	0	0	0	0	0	0	3168
2	0,546	70474,971	3166	2	0	0	0	0	0	0	3168
3	0,820	99927,569	2882	282	4	0	0	0	0	0	3168
4	1,070	113255,545	2585	443	100	32	0	8	0	0	3168
5	1,129	115171,759	2498	528	98	20	0	24	0	0	3168
6	1,217	116365,302	2444	560	80	32	0	52	0	0	3168
7	1,252	116591,135	2422	570	84	32	0	60	0	0	3168
8	1,274	116666,712	2408	580	88	24	0	68	0	0	3168
9	1,278	116675,255	2406	582	88	16	0	76	0	0	3168
10	1,288	116665,775	2402	586	86	10	0	84	0	0	3168
11	1,306	116619,497	2392	596	84	4	0	92	0	0	3168
12	1,535	114298,269	2302	650	68	20	0	124	0	4	3168
13	1,587	113446,680	2272	676	72	8	0	128	8	4	3168
14	1,587	113446,680	2272	676	72	8	0	128	4	8	3168
15	1,676	111911,527	2224	716	44	36	0	116	8	24	3168
16	1,676	111911,527	2224	716	44	36	0	116	0	32	3168
17	1,717	111253,259	2216	720	36	48	0	112	4	32	3168
18	1,728	111107,206	2216	716	40	48	0	108	4	36	3168
19	1,872	109595,666	2168	764	32	12	0	140	4	48	3168
20	2,192	106295,338	2080	836	16	16	0	128	0	92	3168
21	2,457	104364,840	2000	900	24	8	0	124	8	104	3168
22	2,457	104364,840	2000	900	24	8	0	124	0	112	3168
23	2,550	103714,624	1960	938	18	16	0	108	8	120	3168
24	2,550	103714,624	1960	938	18	16	0	108	0	128	3168
25	2,659	103005,372	1940	952	24	8	0	112	4	128	3168
26	2,659	103005,372	1940	952	24	8	0	112	0	132	3168
27	2,828	102269,491	1888	1004	24	0	0	112	8	132	3168
28	2,828	102269,491	1888	1004	24	0	0	112	4	136	3168
29	2,828	102269,491	1888	1004	24	0	0	112	0	140	3168
30	2,842	102218,416	1886	1006	24	0	0	108	4	140	3168
31	2,871	102126,604	1876	1016	24	0	0	100	8	144	3168
32	2,871	102126,604	1876	1016	24	0	0	100	4	148	3168
33	2,871	102126,604	1876	1016	24	0	0	100	0	152	3168
34	2,908	102006,541	1875	1017	16	8	0	96	4	152	3168
35	2,908	102006,541	1875	1017	16	8	0	96	0	156	3168
36	3,000	101702,676	1856	1028	24	8	0	96	0	156	3168

Ket:  Kondisi leleh
Kondisi kinerja
Kondisi ultimit

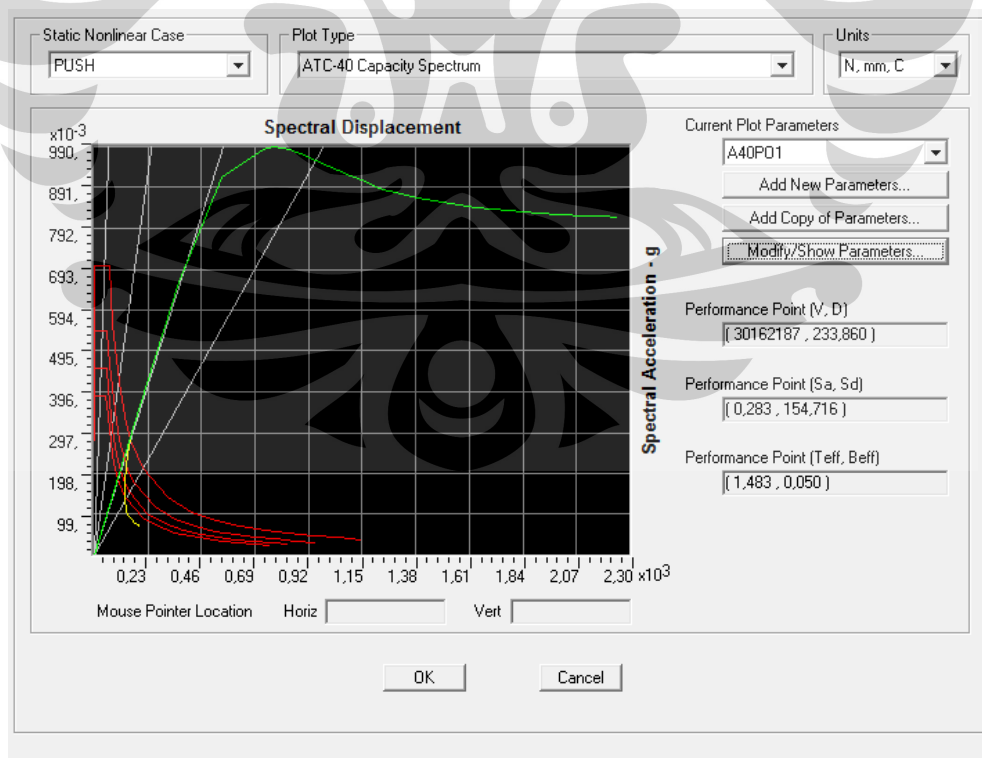
Berdasarkan tabel 4.4 diatas, kondisi leleh terjadi pada step 2 dengan displacement yang terjadi sebesar 0,546 m dan gaya geser dasar sebesar 70474,971 kN, sementara kondisi ultimit terjadi pada step 4 dengan displacement sebesar 1,07 m dan gaya 113255,545 kN.

4.2.2.1. Evaluasi Kinerja Struktur

Kriteria evaluasi kinerja bangunan didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi saat titik kinerja bangunan tercapai. Titik kinerja didefinisikan sebagai target perpindahan . perpindahan atap maksimum (δ_i) dan gaya geser dasar yang menyebabkan (V_i), akibat beban gempa rencana. Pada studi ini, titik kinerja bangunan ditentukan menggunakan tiga metode yang berlaku saat ini, yaitu Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40) yang telah *built-in* dalam program SAP2000, Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356), dan Metode Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki (FEMA 440), seperti yang telah dijelaskan terdahulu pada bab 2. Dari ketiga metode di atas, dipilih target perpindahan yang paling besar (menentukan).

Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40)

Dari kurva Respon Spektrum Rencana SNI 1726-2002 untuk wilayah 4 dengan kondisi tanah sedang, dapat diperoleh nilai $C_a = 0,28$ dan $C_v = 0,42$ yang diperlukan sebagai input data untuk menghasilkan spektrum kapasitas sebagai berikut :



Gambar 4.4 Spektrum Kapasitas gedung

Berdasarkan grafik diatas, hasil evaluasi kinerja ditampilkan dalam tabel berikut:

Tabel 4.9 Evaluasi Kinerja Sesuai ATC-40

Model Penampang	Wilayah Gempa	Performance Point	
		V(kN)	D(m)
Balok ukuran 800 x 600 mm dan 400 x 200 mm	4	30162,187	0,234

✚ Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356)

Target perpindahan pada titik kontrol δ_t , ditentukan dari persamaan:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Dimana :

T_e = 1,4829 detik (periode getar efektif bangunan)

C_0 = 1,5116 (iterasi Tabel 3.2 dari FEMA 356 untuk bangunan 9 lantai)

C_1 = 1 untuk $T_e \geq T_s$

T_s = 0,6 adalah waktu getar karakteristik dan kurva respon spektrum wilayah 4 tanah sedang

C_2 = 1 ; anggap sebagai rangka tipe 1 dan kinerja yang dipilih adalah IO (*Immediate Occupancy*)

C_3 = 1; perilaku pasca leleh adalah positif

S_a = 0,4316

$$\delta_t = 1,5116.1.1.1.0,4316. \frac{1,4829^2}{4\pi^2} . 9,8$$

$$\delta_t = 0,35613 \text{ m}$$

Jadi target perpindahan dari titik kontrol adalah 0,35613 m

✚ Metode Koefisien Perpindahan yang diperbaiki (FEMA 440)

Target perpindahan pada titik kontrol δ_t , juga ditentukan dengan persamaan pada metode FEMA 356 tetapi digunakan parameter yang berbeda.

Dimana :

$$T_e = 1,4829 \text{ detik}$$

$$C_0 = 1,516 \text{ (iterasi Tabel 3.2 dari FEMA 356 untuk bangunan 9 lantai)}$$

$$C_3 = 1; \text{ perilaku pasca leleh adalah positif}$$

$$S_a = 0,4316$$

Maka target perpindahan dari titik kontrol adalah 0,35613.

Dari data-data hasil analisis *pushover* tersebut dapat diperoleh tabel yang menunjukkan *seismic performance level* dari struktur sebagai berikut :

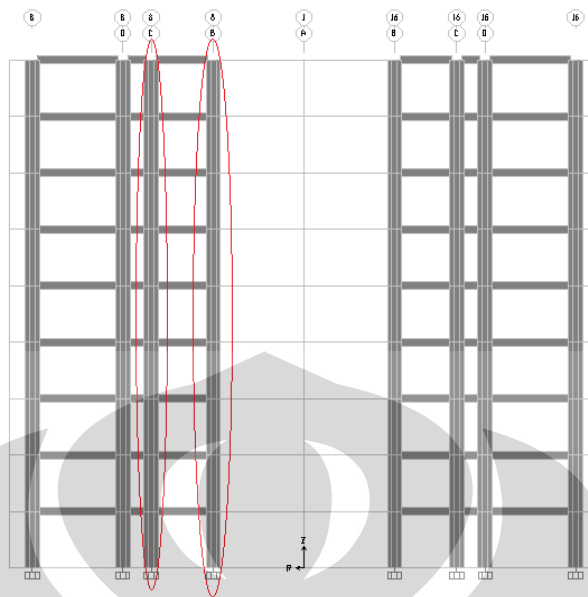
Tabel 4.10 Performance Level elemen struktur gedung 2

Parameter Kinerja		
R aktual	1,6633	
kekakuan bangunan	128975,13	kN/m
Kekuatan	149119,03	kN
target perpindahan	0,35613	m
target gaya geser dasar	30162,287	kN
level performance elemen	IO	
Total hinge	282	

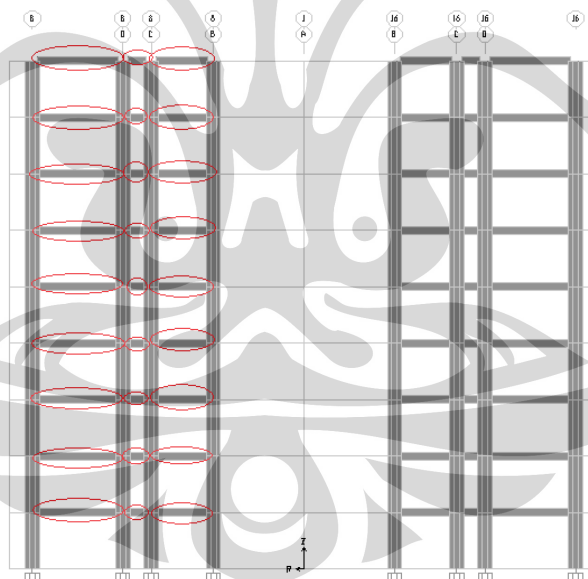
4.3. PENGARUH UKURAN PENAMPANG BALOK TERHADAP *SEISMIC PERFORMANCE* STRUKTUR

4.3.1. Pengaruh Ukuran Penampang Balok Terhadap Gaya Dalam Momen

Pada analisis gaya dalam momen, diambil contoh pada kolom interior, kolom eksterior, balok interior, balok eksterior kiri, dan balok eksterior kanan. Besarnya momen pada suatu struktur mempengaruhi kerusakan struktural yang terjadi. Jika momen yang bekerja pada struktur melebihi kapasitas momen yang dapat ditanggung oleh struktur tersebut, maka kerusakan struktural dapat terjadi.



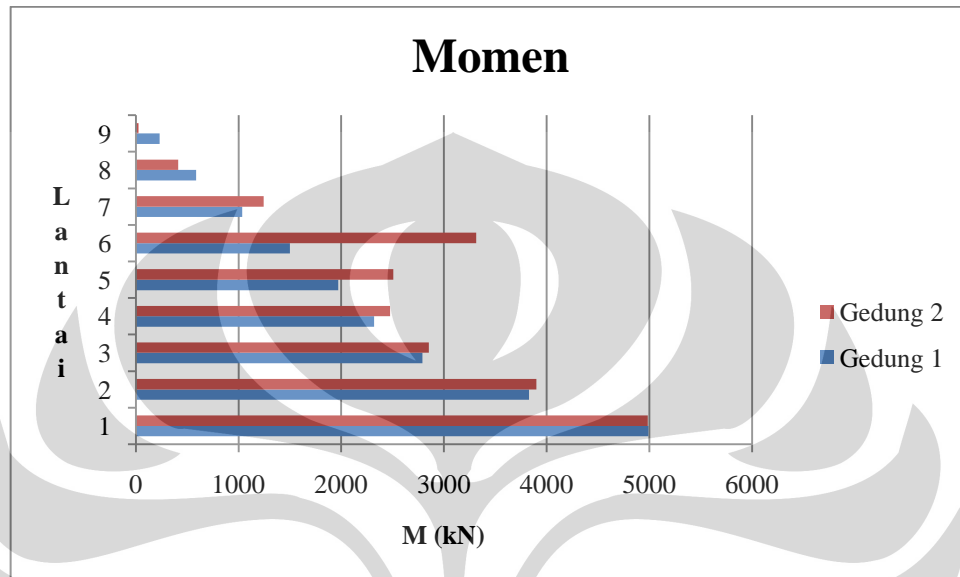
Gambar 4.4 Posisi Kolom yang akan ditinjau



Gambar 4.5 Posisi Balok yang akan ditinjau

4.3.1.1. Gaya Dalam Momen Kolom Interior

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam momen pada kolom interior, dapat dilihat pada grafik berikut ini :

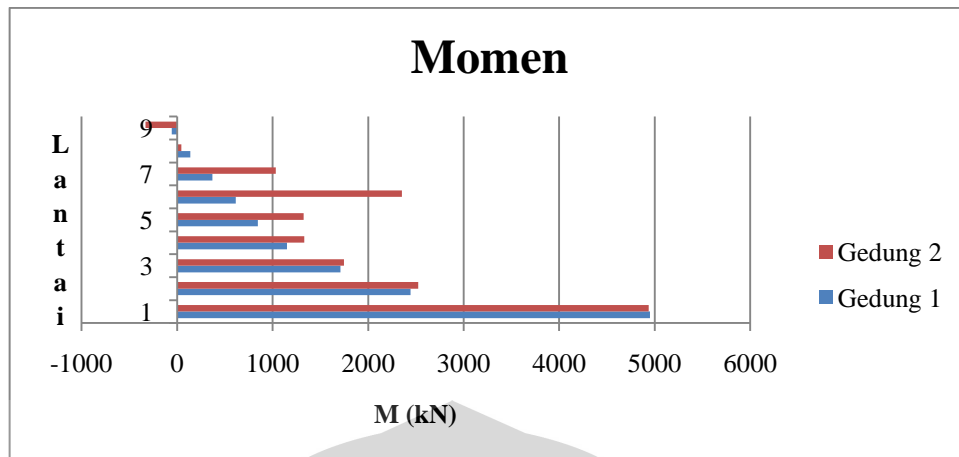


Gambar 4.6 Gaya Dalam Momen Kolom Interior

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok maka besarnya momen di tiap lantai gedung menjadi semakin besar kecuali di lantai 1,8 dan 9. Terdapat lonjakan besarnya momen dari lantai 5 ke lantai 6 dikarenakan ukuran penampang yang berubah.

4.3.1.2. Gaya dalam Momen Kolom Eksterior

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam momen pada kolom eksterior, dapat dilihat pada grafik berikut ini :

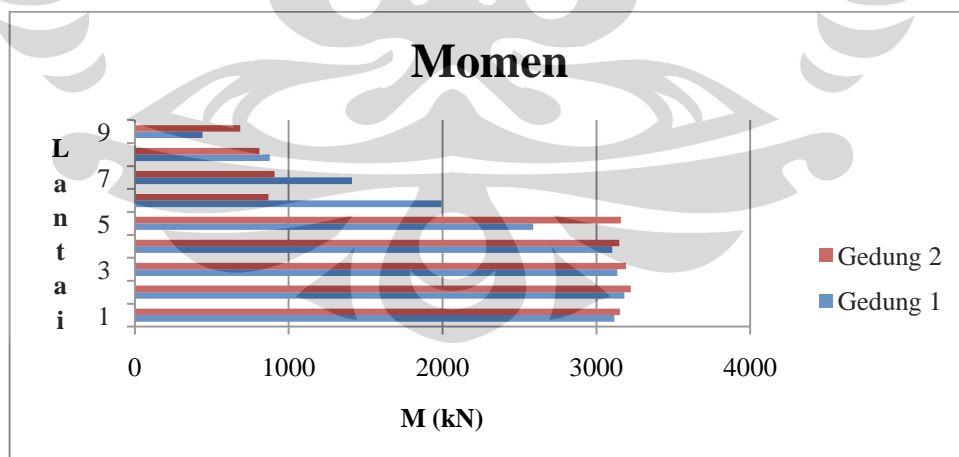


Gambar 4.7 Gaya Dalam Momen Kolom Eksterior

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok maka besarnya momen di tiap lantai gedung menjadi semakin besar kecuali di lantai 8 dan 9. Momen yang terjadi di lantai 9 menjadi negatif karena besarnya momen semakin rendah tiap kenaikan satu lantai, dan untuk bangunan 2 yang ukuran baloknya lebih kecil besarnya penurunan momen tiap lantai sangatlah besar apabila dibandingkan dengan bangunan 1.

4.3.1.3. Gaya dalam Momen Balok Interior

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam momen pada balok interior, dapat dilihat pada grafik berikut ini :



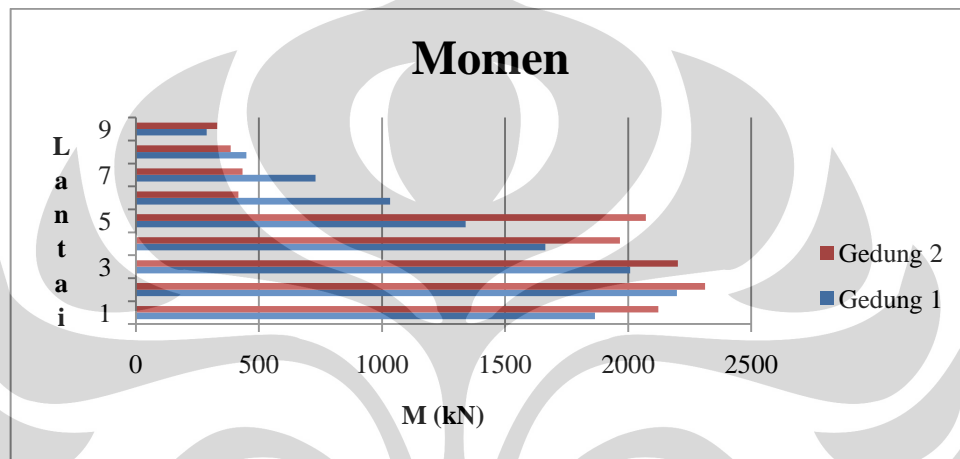
Gambar 4.8 Gaya Dalam Momen Balok Interior

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok maka besarnya momen di lantai tersebut menjadi lebih kecil dari sebelumnya tetapi pada balok yang tidak berubah penampangnya, besar momen

menjadi lebih besar. Besarnya penurunan momen dari lantai 5 ke lantai 6 sangatlah besar mencapai lebih dari 2000 kN.

4.3.1.4. Gaya dalam Momen Balok Eksterior Kiri

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam momen pada balok eksterior kiri, dapat dilihat pada grafik berikut ini:

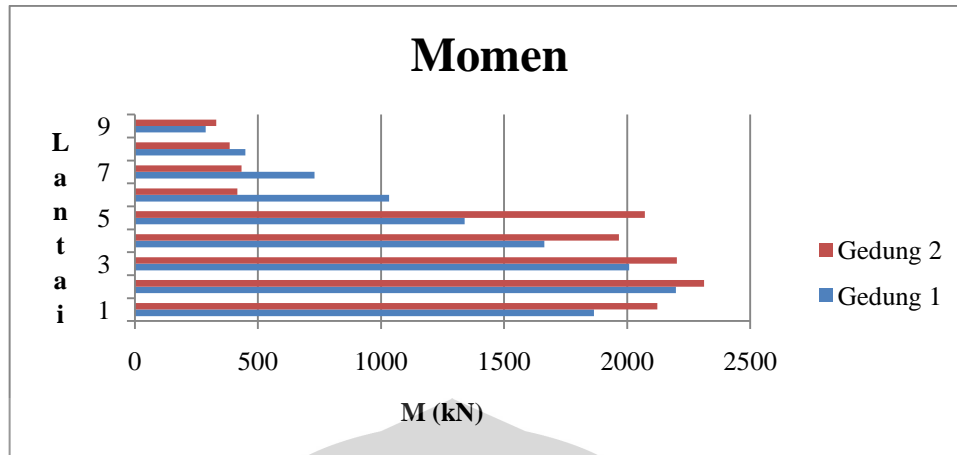


Gambar 4.9 Gaya Dalam Momen Balok Eksterior Kiri

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok maka besarnya momen di lantai tersebut menjadi lebih kecil dari sebelumnya tetapi pada balok yang tidak berubah penampangnya, besar momen menjadi lebih besar. Besarnya penurunan momen dari lantai 5 ke lantai 6 sangatlah besar mencapai lebih dari 1500 kN.

4.3.1.5. Gaya dalam Momen Balok Eksterior Kanan

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam momen pada balok eksterior kanan, dapat dilihat pada grafik berikut ini :



Gambar 4.10 Gaya Dalam Momen Balok Eksterior Kanan

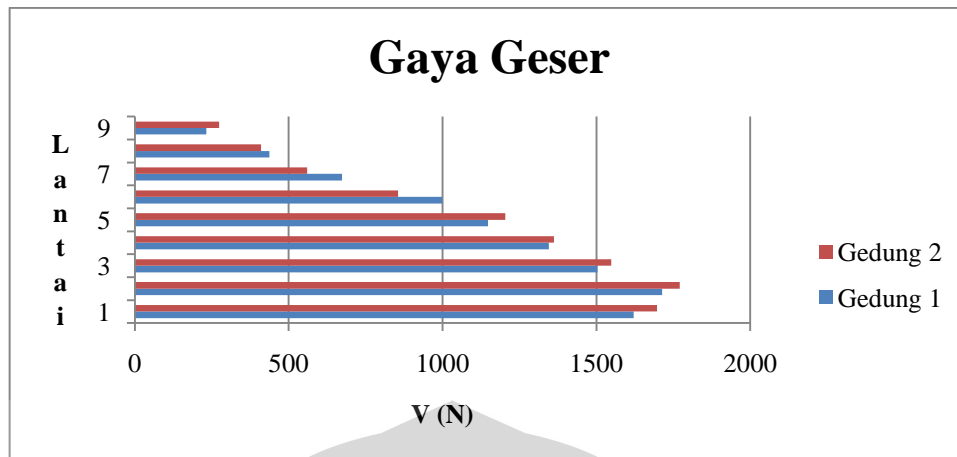
Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok maka besarnya momen di lantai tersebut menjadi lebih kecil dari sebelumnya tetapi pada balok yang tidak berubah penampangnya, besar momen menjadi lebih besar. Besarnya penurunan momen dari lantai 5 ke lantai 6 sangatlah besar mencapai lebih dari 1500 kN.

4.3.2. Pengaruh Ukuran Penampang Balok Terhadap Gaya Dalam Geser

Pada analisis gaya dalam momen, diambil contoh pada kolom interior, kolom eksterior, balok interior, balok eksterior kiri, dan balok eksterior kanan. Besarnya gaya geser pada tiap lantai mempengaruhi besarnya displacement yang terjadi pada lantai tersebut.

4.3.2.1. Gaya dalam Geser Kolom Interior

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam geser pada kolom interior, dapat dilihat pada grafik berikut ini :

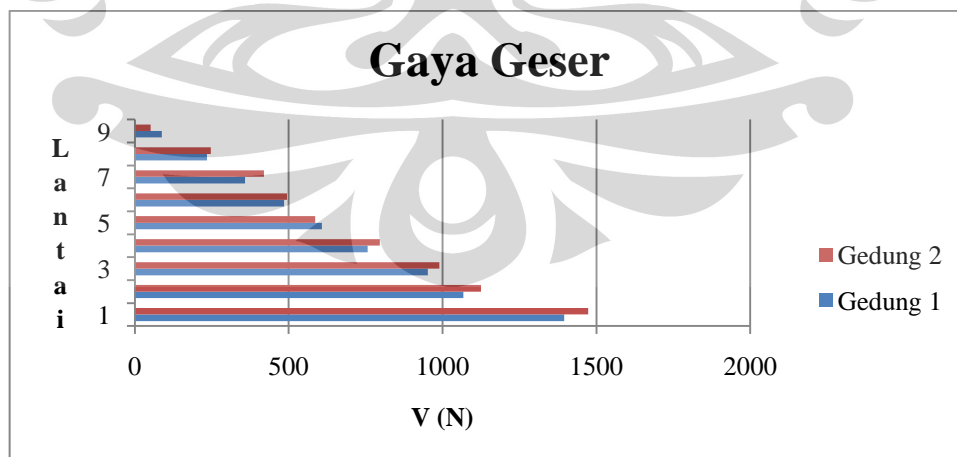


Gambar 4.11 Gaya Dalam geser Kolom Interior

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok maka besarnya gaya geser di balok yang ukuran penampangnya berubah mengalami penurunan dibandingkan sebelumnya. Peningkatan gaya geser pada lantai 1 serta penurunan gaya geser pada lantai 2 - 5 sama untuk kedua jenis gedung.

4.3.2.2. Gaya dalam Geser Kolom Eksterior

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam geser pada kolom eksterior, dapat dilihat pada grafik berikut ini :



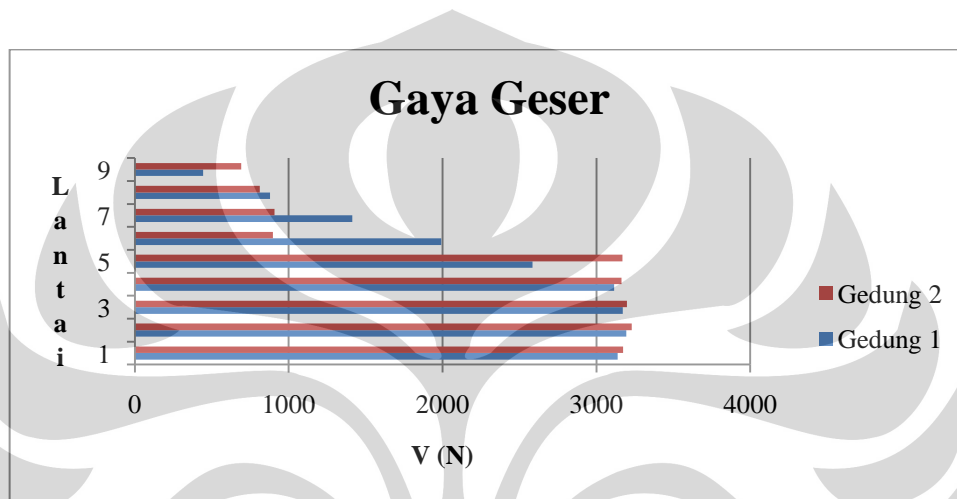
Gambar 4.12 Gaya Dalam geser Kolom Eksterior

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok tidak terjadi perubahan yang signifikan karena hanya pada lantai 1 dan

lantai 9 saja terjadi penurunan gaya geser. Penurunan gaya geser pada lantai 1 – 9 sama untuk kedua jenis gedung.

4.3.2.3. Gaya dalam Geser Balok Interior

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam geser pada balok interior, dapat dilihat pada grafik berikut ini :

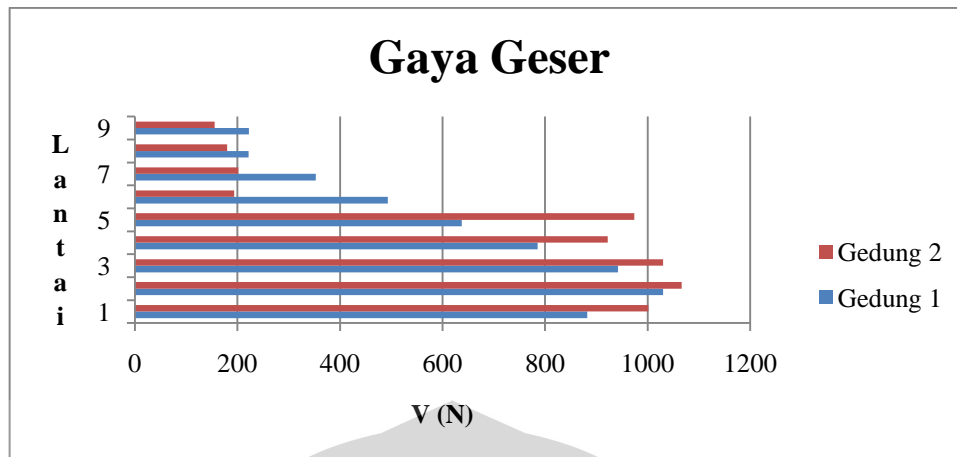


Gambar 4.13 Gaya Dalam geser Balok Interior

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok terjadi perubahan yang signifikan pada lantai yang ukuran penampang baloknya diganti. Sedangkan untuk balok pada lantai 1 – 5 relatif sama untuk kedua jenis gedung.

4.3.2.4. Gaya dalam Geser Balok Eksterior Kiri

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam geser pada balok eksterior kiri, dapat dilihat pada grafik berikut ini :

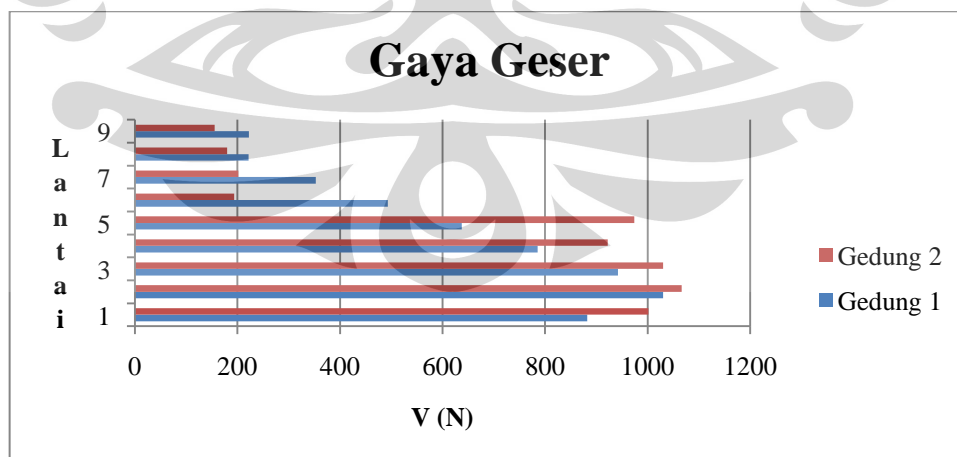


Gambar 4.14 Gaya Dalam geser Balok eksterior kiri

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok terjadi perubahan yang signifikan pada lantai yang ukuran penampang baloknya diganti. Sedangkan untuk balok pada lantai 1 – 5 terjadi peningkatan besar gaya geser dibandingkan dengan bangunan yang ukuran penampang baloknya tidak diganti.

4.3.2.5. Gaya dalam Geser Balok Eksterior Kanan

Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap gaya dalam geser pada balok eksterior kanan, dapat dilihat pada grafik berikut ini:



Gambar 4.14 Gaya Dalam geser Balok eksterior kanan

Berdasarkan grafik diatas terlihat bahwa dengan mengganti penampang balok terjadi perubahan yang signifikan pada lantai yang ukuran penampang baloknya diganti. Sedangkan untuk balok pada lantai 1 – 5 terjadi peningkatan

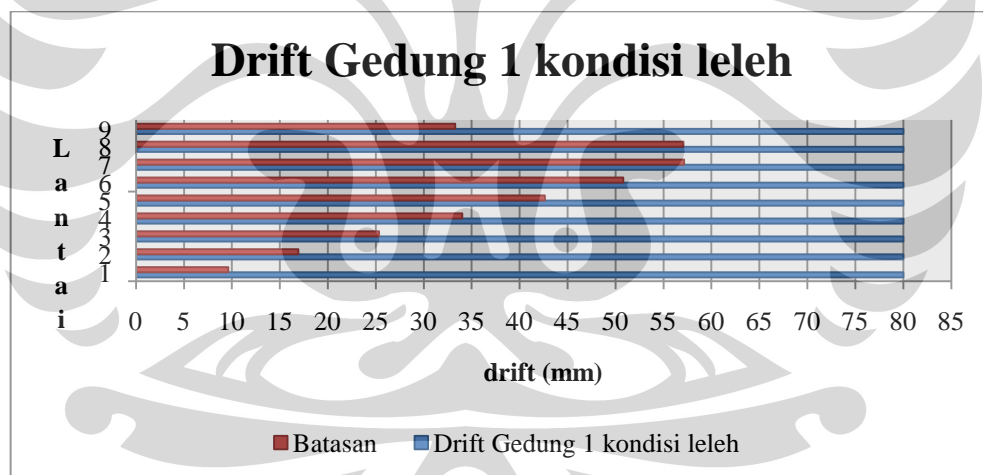
besar gaya geser dibandingkan dengan bangunan yang ukuran penampang baloknya tidak diganti.

4.3.3. Pengaruh Ukuran Penampang Balok Terhadap Simpangan Gedung 1

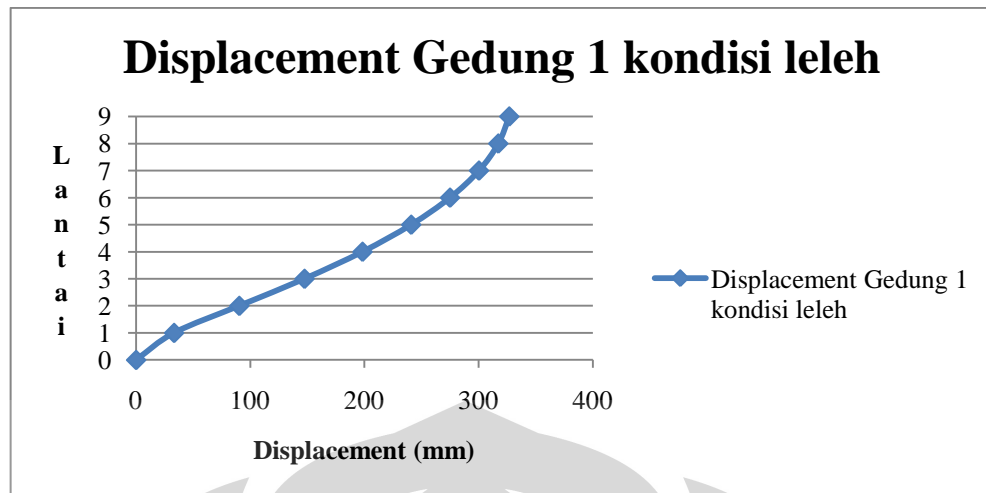
Simpangan pada bangunan harus dibatasi dikarenakan dapat menyebabkan terjadinya keruntuhan struktur gedung. Pembatasan terhadap nilai simpangan ini diperlukan agar keruntuhan struktur dapat dihindari.

4.3.3.1. Simpangan Pada Gedung 1

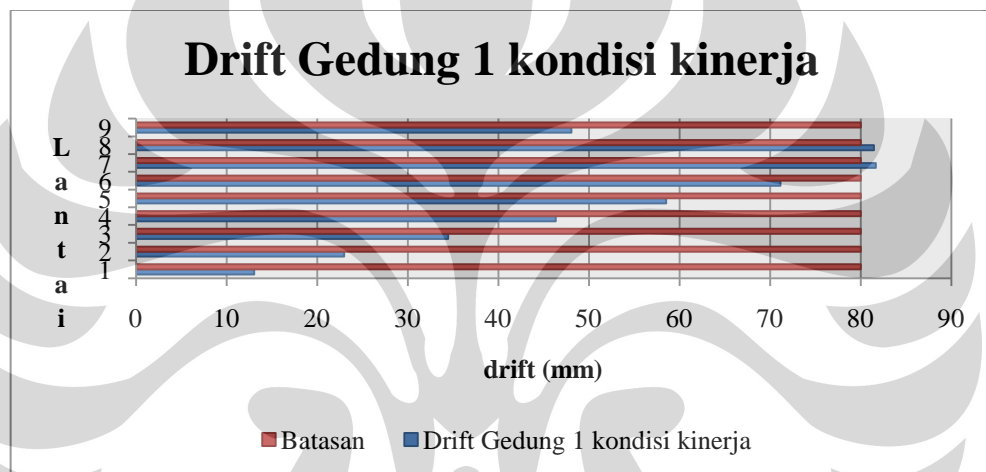
Simpangan yang akan ditunjukkan disini merupakan simpangan pada 3 kondisi yaitu kondisi leleh, kondisi kinerja, serta kondisi ultimit yang akan dibandingkan dengan batasan simpangan sebesar 2% dari tinggi kolom. Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap besarnya simpangan pada gedung 1 dapat dilihat pada grafik berikut ini :



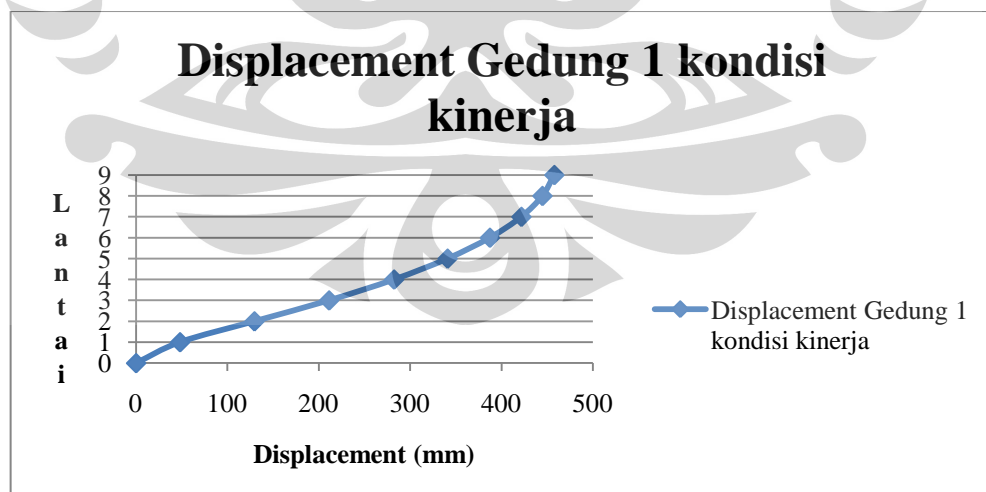
Gambar 4.15 Drift Gedung 1 kondisi leleh



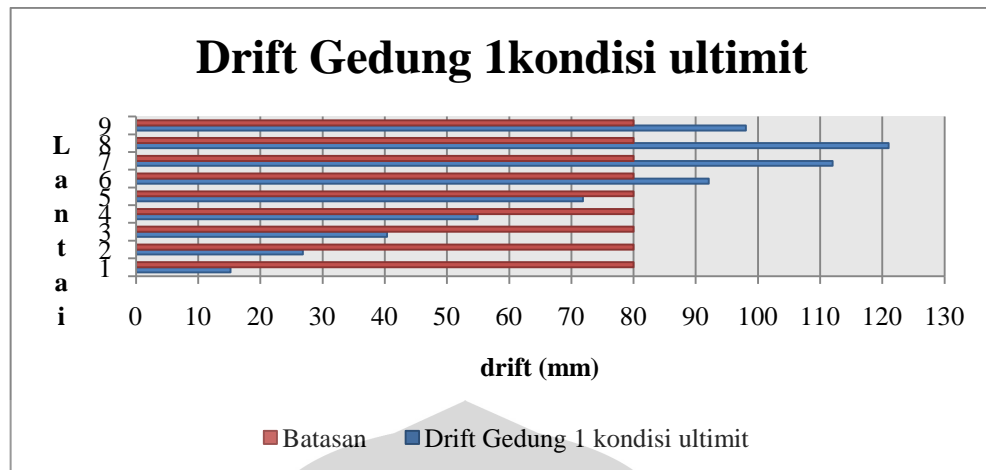
Gambar 4.16 Displacement Gedung 1 kondisi leleh



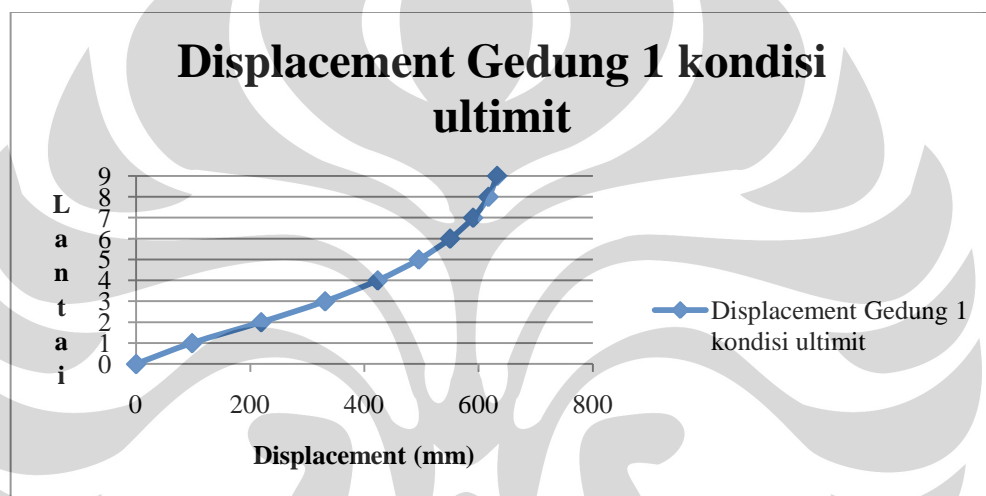
Gambar 4.17 Drift Gedung 1 kondisi kinerja



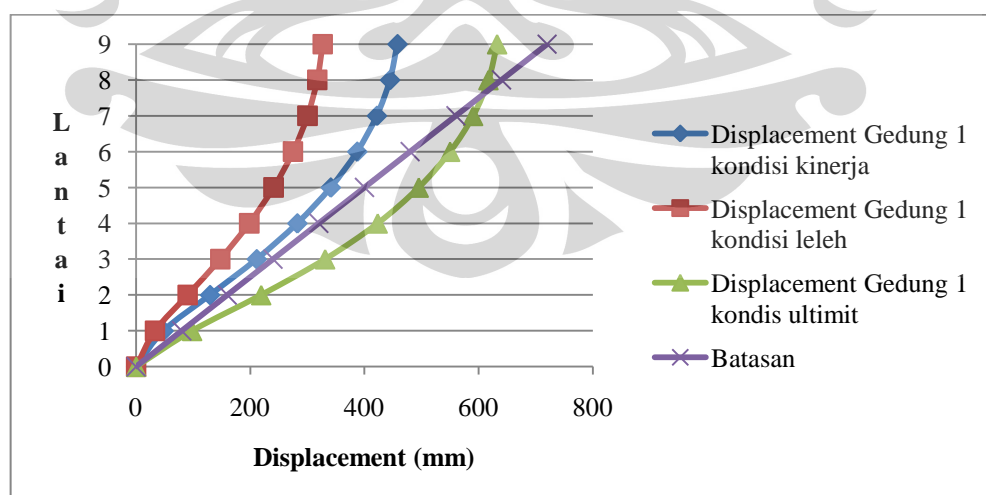
Gambar 4.18 Displacement Gedung 1 kondisi kinerja



Gambar 4.19 Drift Gedung 1 kondisi ultimit



Gambar 4.20 Displacement Gedung 1 kondisi ultimit



Gambar 4.21 Perbandingan Displacement Gedung

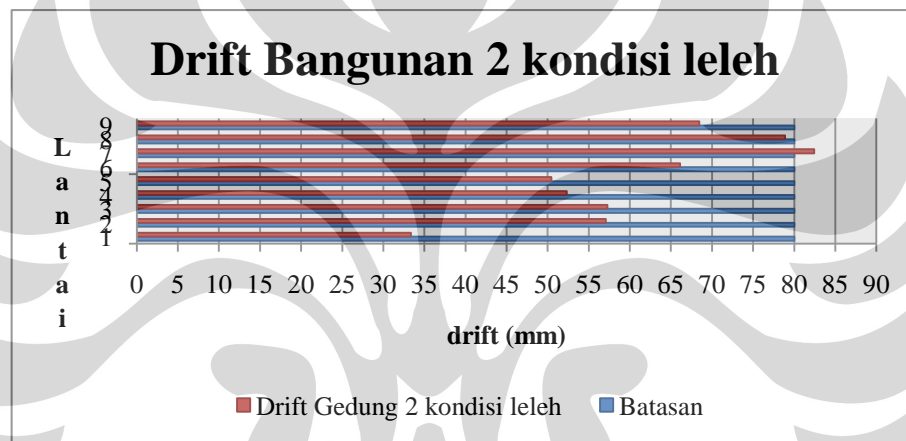
Berdasarkan grafik diatas dapat terlihat bahwa gedung 1 masih dalam batas toleransi simpangan yaitu pada kondisi leleh dan kinerja. Untuk kondisi ultimit,

Universitas Indonesia

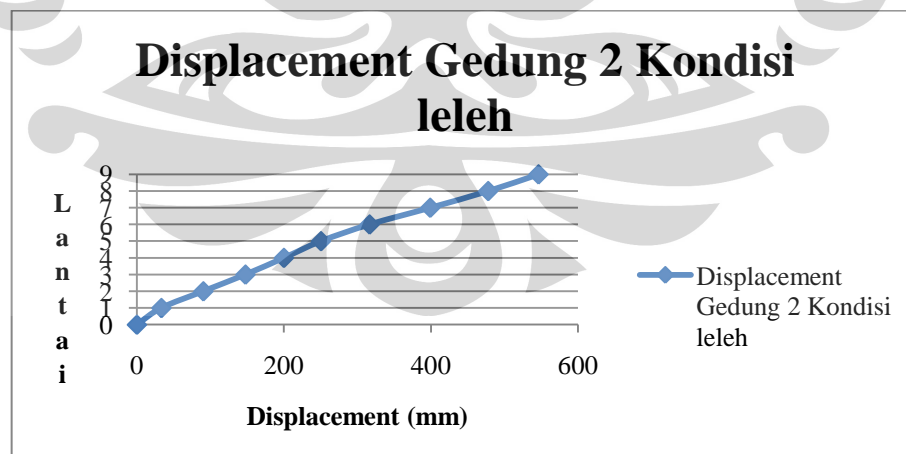
simpangan pada gedung melewati batasan simpangan tiap lantainya sehingga dapat berbahaya.

4.3.3.2. Simpangan Pada Gedung 2

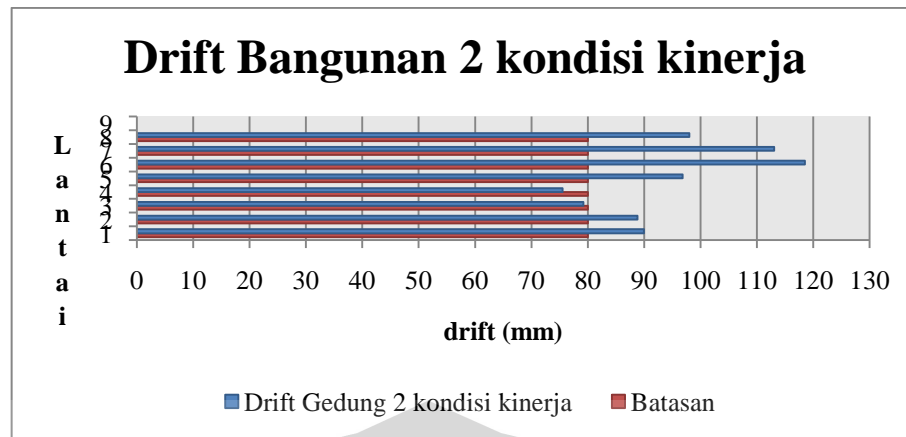
Simpangan yang akan ditunjukkan disini merupakan simpangan pada 3 kondisi yaitu kondisi leleh, kondisi kinerja, serta kondisi ultimit yang akan dibandingkan dengan batasan simpangan sebesar 2% dari tinggi kolom. Untuk melihat pengaruh ukuran pemampang balok terhadap besarnya simpangan pada gedung 2 dapat dilihat pada grafik berikut ini :



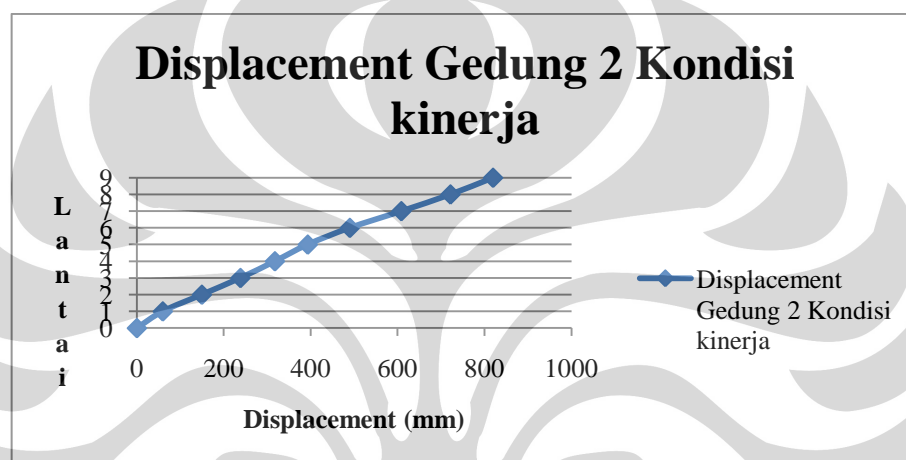
Gambar 4.22 Drift Gedung 2 kondisi leleh



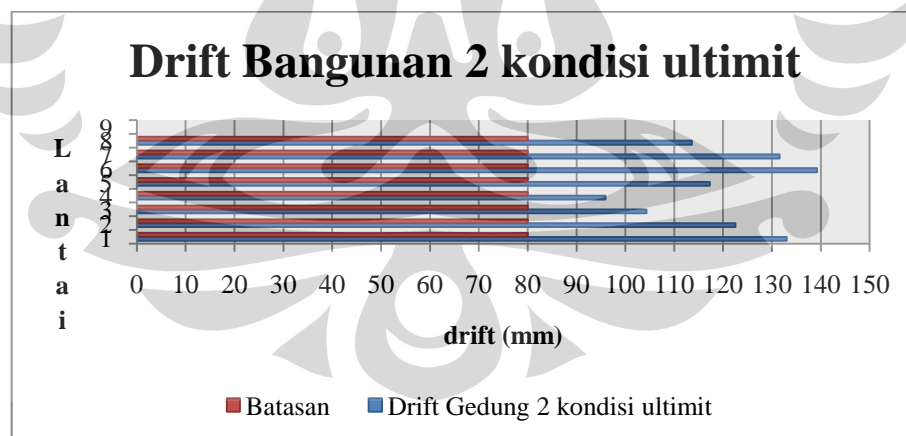
Gambar 4.23 Displacement Gedung 2 kondisi leleh



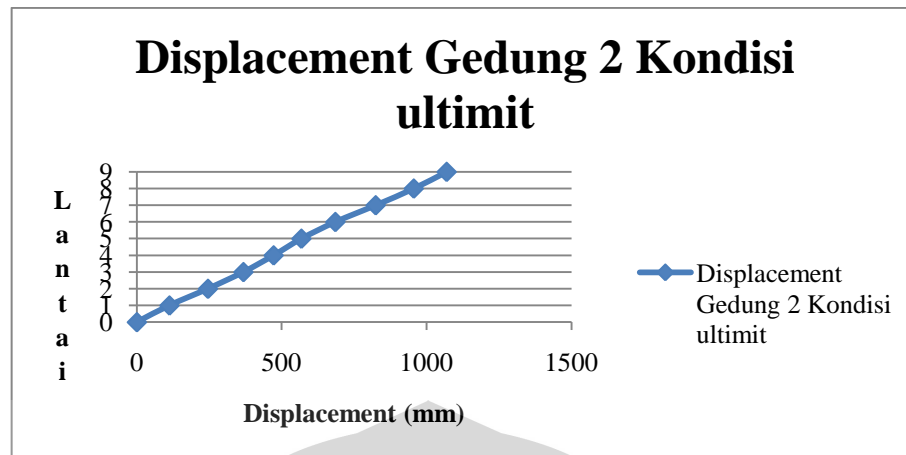
Gambar 4.24 Drift Gedung 2 kondisi leleh



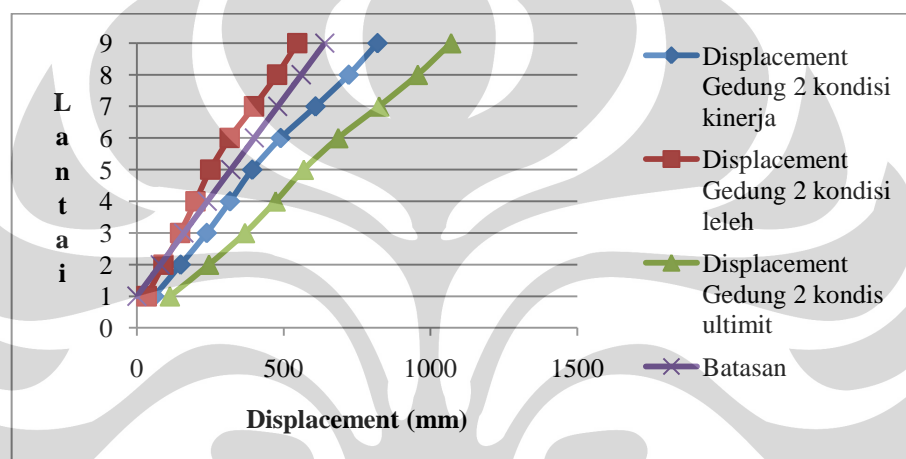
Gambar 4.25 Displacement Gedung 2 kondisi leleh



Gambar 4.26 Drift Gedung 2 kondisi leleh



Gambar 4.27 Displacement Gedung 2 kondisi leleh

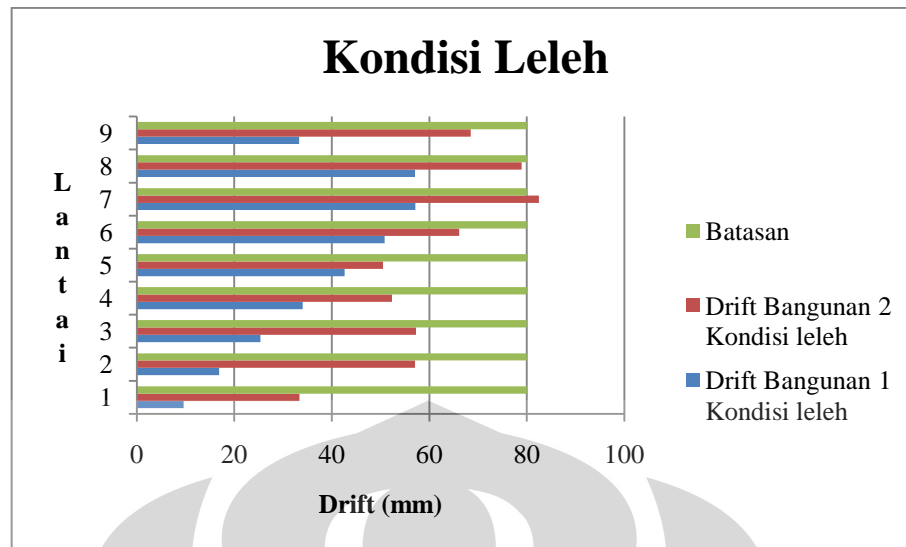


Gambar 4.28 Perbandingan Displacement Gedung

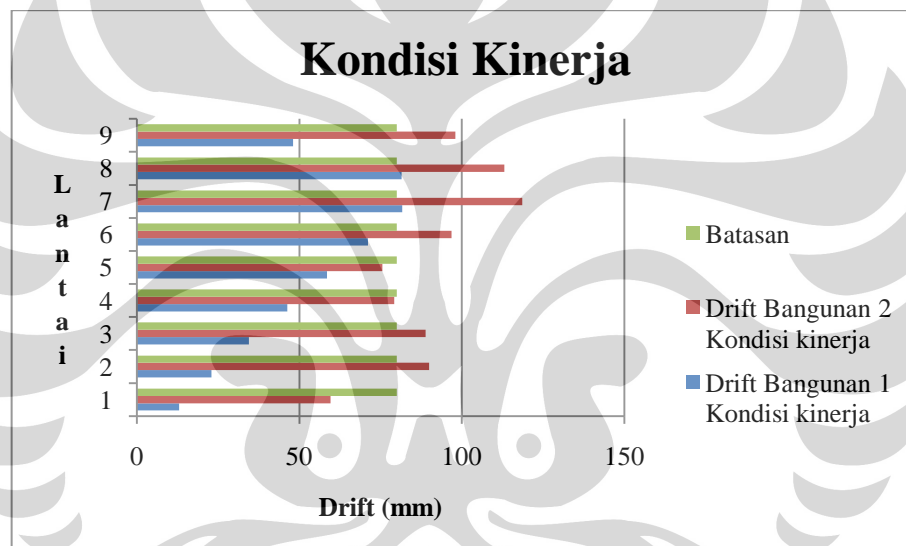
Berdasarkan grafik diatas dapat dilihat bahwa pada gedung 2 saat kondisi leleh masih dalam batas toleransi simpangan. Tetapi pada kondisi kinerja besarnya simpangan tiap lantai jauh melewati batas simpangan begitu pula saat kondisi ultimit. Sehingga gedung 2 hanya bisa digunakan sampai kondisi leleh saja karena setelah itu kurang aman.

4.3.3.3. Perbandingan Simpangan Pada Kedua Gedung

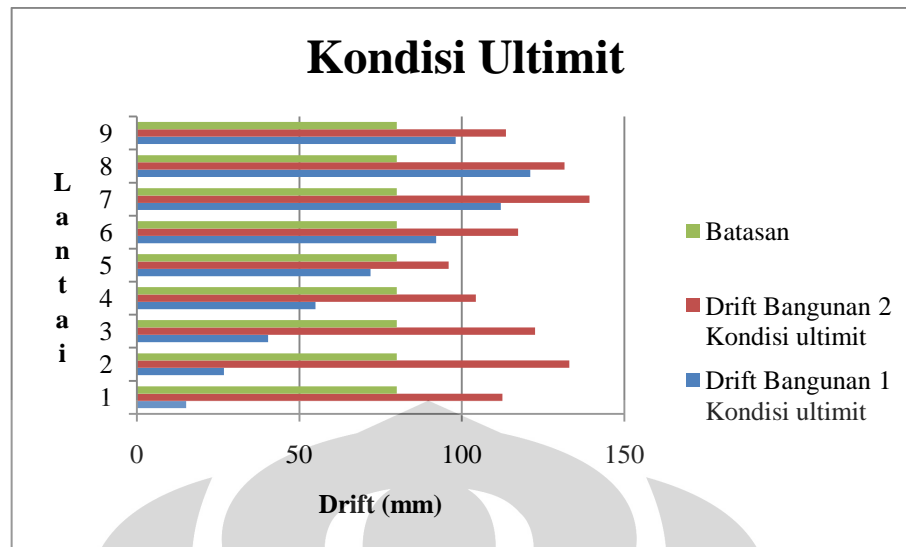
Untuk dapat mengetahui pengaruh perubahan ukuran penampang balok terhadap simpangan maka dapat dilihat pada grafik berikut ini :



Gambar 4.29 Simpangan Pada Kondisi leleh



Gambar 4.30 Simpangan Pada Kondisi kinerja



Gambar 4.31 Simpangan Pada Kondisi ultimit

Dari grafik dapat terlihat bahwa simpangan pada kondisi 1 lebih kecil dibandingkan dengan simpangan pada gedung 2. Gedung 1 memiliki kondisi kinerja yang lebih baik dibandingkan dengan gedung 2 karena pada gedung 1 simpangan yang terjadi masih berada dalam batasan simpangan antar lantai.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. KESIMPULAN

Adapun kesimpulan yang dapat diambil dari keseluruhan hasil penelitian ini adalah :

- Hasil penelitian menunjukkan bahwa metode Koefisien Perpindahan FEMA 356 menghasilkan nilai target perpindahan (δ_t) yang menentukan, sementara metode Spektrum Kapasitas menghasilkan nilai δ_t yang terkecil (konservatif).
- Berdasarkan ATC-40 target perpindahan untuk gedung 1 lebih kecil dibandingkan target perpindahan gedung 2
- Berdasarkan ATC-40 target gaya geser dasar untuk gedung 1 lebih besar dibandingkan gaya geser dasar gedung 2
- Mengganti ukuran penampang balok menghasilkan momen yang lebih besar pada kolom interior dan kolom eksterior
- Mengganti ukuran penampang balok menghasilkan momen yang lebih kecil pada balok interior dan balok eksterior yang penampangnya diganti tetapi besarnya momen menjadi lebih besar untuk balok interior dan balok eksterior yang tidak diganti ukuran penampangnya
- Gaya geser pada kolom interior dan eksterior gedung 2 menjadi lebih besar dibandingkan dengan gaya geser pada gedung 1
- Mengganti ukuran penampang balok mengakibatkan besarnya gaya geser pada balok interior dan eksterior pada balok yang diganti ukuran penampangnya menjadi lebih kecil tetapi untuk balok yang tidak diganti ukuran penampangnya gaya gesernya semakin besar

- Gedung 1 memiliki simpangan yang lebih kecil dibandingkan dengan gedung 2
- Simpangan pada gedung 2 saat kondisi kinerja melewati batas simpangan yaitu sebesar 2%
- Kesimpulan akhir yang dapat diperoleh dari tulisan ini adalah bahwa perencanaan berbasis kinerja dapat memberikan informasi sejauh mana suatu gempa akan mempengaruhi struktur. Dengan demikian sejak awal pemilik bangunan, perencana maupun pemakai mendapat informasi bagaimana bangunan tersebut berperilaku bila ada gempa.

5.2. SARAN

- Melanjutkan penelitian dengan menggunakan variasi ukuran penampang kolom agar diperoleh kekakuan struktur yang lebih tinggi sehingga mengurangi besarnya simpangan antar lantai
- Dapat dilakukan studi lanjutan dengan menggunakan analisis dinamik riwayatwaktu nonlinier untuk melihat ketelitian analisis statik nonlinier ini.

DAFTAR PUSTAKA

1. ASCE, “FEMA 356 - Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings”, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., 2000
2. ATC-33 Project, “FEMA 273 - NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings” , *Building Seismic Safety Council*, Washington, D.C., 1997
3. ATC-33 Project, “FEMA 274 – NEHRP Commentary On The Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings” , *Building Seismic Safety Council*, Washington, D.C., 1997
4. ATC-55 Project, “FEMA 440 - Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., 2004
5. Farzad Naeim, Hussain Bhatia, and Roy M. Lobo, “Performance Based Seismic Engineering” in *The Seismic Design Handbook, 2nd, Farzad Naeim (ed.)*, 2000
6. Ryan, B., “EVALUASI KINERJA ECCENTRICALLY BRACED FRAMES SEBAGAI SISTEM PENAHAN GAYA LATERAL DENGAN ANALISIS PUSHOVER”, Skripsi, Teknik Sipil, Universitas Indonesia, Depok, 2009.
7. SNI 03-1726, (2002), *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Gedung, SNI 03-1726*, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah, Bandung, Indonesia.
8. SNI 03-1729, (2002), *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729*, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah, Bandung, Indonesia.