



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**STUDI PERBANDINGAN PERILAKU KINERJA *CHEVRON*  
*KNEE BRACED FRAME* DAN *ORDINARY KNEE BRACED*  
*FRAME* PADA BANGUNAN GEDUNG MENGGUNAKAN  
RSNI 03-1726-201X**

**SKRIPSI**

**INDAH HERNING SUARI  
0806454292**

**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
DEPOK  
JUNI 2012**



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**STUDI PERBANDINGAN PERILAKU KINERJA *CHEVRON KNEE BRACED FRAME* DAN *ORDINARY KNEE BRACED FRAME* PADA BANGUNAN GEDUNG MENGGUNAKAN RSNI 03-1726-201X**

**SKRIPSI**

**Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik**

**INDAH HERNING SUARI  
0806454292**

**FAKULTAS TEKNIK  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
DEPOK  
JUNI 2012**



**UNIVERSITAS INDONESIA**

**COMPARISON STUDY OF BEHAVIOUR OF *CHEVRON  
KNEE BRACED FRAME AND ORDINARY KNEE BRACED  
FRAME ON BUILDING STRUCTURE USING RSNI 03-1726-  
201X***

**FINAL REPORT**

**Proposed as one of the requirement to obtain a Bachelor's degree**

**INDAH HERNING SUARI  
0806454292**

**FACULTY OF ENGINEERING  
CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM  
DEPOK  
JUNE 2012**

## HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

**Nama : Indah Herning Suari**

**NPM : 0806454292**

**Tanda Tangan : **

## STATEMENT OF AUTHENTICITY

I declare that this final report of one of my own research,  
and all of the references either quoted or cited here  
have been mentioned properly.

**Name** : Indah Herning Suari

**Student ID** : 0806454292

**Signature** : 

## HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Indah Harning Suari

NPM : 0806454292

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Studi Perbandingan Perilaku Kinerja *Chevron Knee Braced Frame* dan *Ordinary Knee Braced Frame* Pada Bangunan Gedung Menggunakan RSNI 03-1726-201x

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.

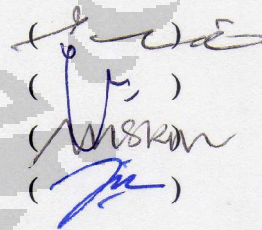
### DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng.

Pembimbing : Mulia Orientilize, S.T, M.Eng.

Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA

Penguji : Dr.-Ing. Josia Irwan R, S.T.



( )  
( )  
( )  
( )

Ditetapkan di : Universitas Indonesia

Tanggal : 25 Juni 2012

## STATEMENT OF LEGITIMATION

This final report submitted by :

Name : Indah Herning Suari  
Student ID : 0806454292  
Study Program : Civil Engineering  
Thesis Title : Comparison Study of Behaviour of Chevron Knee Braced Frame and Ordinary Knee Braced Frame on Building Structure Using RSNI 03-1726-201x

Has been successfully defended before the Council Examiners and was accepted as part of the requirements necessary to obtain a Bachelor of Engineering degree in Civil Engineering Program, Faculty of Engineering, Universitas Indonesia.

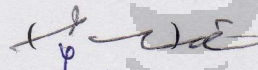

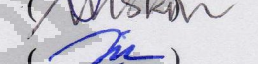

### BOARD OF EXAMINERS

Advisor 1 : Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng.

Advisor 2 : Mulia Orientilize, S.T, M.Eng.

Examiner 1 : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA

Examiner 2 : Dr.-Ing. Josia Irwan R, S.T.

()  
()  
()  
()

Defined in : Depok

Date : June 25, 2012

## KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Allah SWT, karena atas berkat dan rahmat-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. Saya menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu, saya mengucapkan terima kasih kepada:

1. Ir. Sjahril A.Rahim, M.Eng., selaku dosen pembimbing 1 yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini;
2. Mulia Orientilize, S.T, M.Eng., dosen pembimbing 2 yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini;
3. Orang tua saya dr. H.R.B. Soeherman H, M.Kes dan drg. Nurindah K, M.Kes serta adik saya Dimas Bagus Wulandaru yang telah memberikan dukungan baik secara moril maupun materil dalam proses pembuatan skripsi ini;
4. Aini Rengganis dan Abdul Aziz sebagai rekan skripsi yang sangat membantu dalam suka dan duka dalam proses pembuatan skripsi ini;
5. Geraldie Lukman W, S.T dan Rais Pamungkas, S.T yang telah memberi arahan serta dukungan dalam pembuatan skripsi ini;
6. Maisarah, Martina, Nabila, Fitriyan, Dian, Fadhilah, Indra, Rizal, Iezal, Wisnu, Ryan, Nico, Fatchurahman, Riki, Irvan, Gabby. Rifqi serta rekan-rekan struktur lain yang telah memberi dukungan, inspirasi dan pencerahan dalam proses pengerjaan skripsi ini
7. Asrovi, Desy, Herlambang, Febriansyah, Ratna, Ludya, Jennyvera, Hilda, Hariz dan teman – teman Departemen Teknik Sipil 2008 yang selalu memberikan semangat untuk menyelesaikan skripsi ini;
8. Serta semua pihak yang tidak bisa disebutkan satu persatu dalam penyusunan skripsi ini.

Akhir kata, saya berharap Allah SWT berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga skripsi ini membawa manfaat bagi perkembangan ilmu pengetahuan.

Depok, 25 Juni 2012

Penulis



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

---

---

Sebagai civitas akademika Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Indah Herning Suari  
NPM : 0806454292  
Program Studi : Teknik Sipil  
Departemen : Teknik Sipil  
Fakultasi : 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 : *Studi Perbandingan Perilaku Kinerja Chevron Knee Braced Frame dan Ordinary Knee Braced Frame Pada Bangunan Gedung Menggunakan RSNI 03-1726-201x*

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 mempublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencanumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok  
Pada tanggal : 25 Juni 2012

Yang menyatakan,



(Indah Herning Suari)

**STATEMENT OF AGREEMENT  
OF FINAL REPORT PUBLICATION FOR ACADEMIC PURPOSES**

---

---

As an civitas academica of Universitas Indonesia, I, the undersigned:

Name : Indah Herning Suari  
Sutudent ID : 0806454292  
Study Program: Civil Engineering  
Department : Civil Engineering  
Faculty : Engineering  
Type of Work : Final Report

for the sake of science development, hereby agree to provide Universitas Indonesia **Non-exclusive Royalty Free Right** for my scientific work entitled: Comparison Study of Behaviour of Chevron Knee Braced Frame and Ordinary Knee Braced Frame on Building Structure Using RSNI 03-1726-201x

together with the entire documents (if necessary). With the Non-exclusive Royalty Free Right, Universitas Indonesia has rights to store, convert, manage in the form of database, keep and publish mu final report as long as list my name as the author and copyright owner.

I certify that the above statement is true.

Signed at : Depok  
Date this : June 25, 2012

The Declarer,



(Indah Herning Suari)

## ABSTRAK

Nama : Indah Herning Suari  
Program Studi : Teknik Sipil  
Judul : Studi Perbandingan Perilaku Kinerja Chevron Knee Braced Frame dan Ordinary Knee Braced Frame Pada Bangunan Gedung Menggunakan RSNI 03-1726-201x

Pada daerah rawan gempa seperti Indonesia dibutuhkan perencanaan dengan berbagai tingkat kinerja (*multiple performance levels*) yang diharapkan dipenuhi pada saat struktur menerima beban gempa dengan berbagai tingkat intensitas. Dengan cara ini, bangunan dapat direncanakan terhadap resiko/konsekuensi yang harus dihadapi. Perencanaan seperti ini dinamakan perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*) yang sudah diakomodir di dalam RSNI 03-1726-201x untuk bangunan tahan gempa. Dilakukan penelitian terhadap portal baja dengan sistem *knee* terbaru yang telah dimodifikasi untuk melihat perilaku dan kinerja dari *Chevron Knee Braced Frame* dan *Ordinary Knee Braced Frame*. Perhitungan analisis dinamik gempa menggunakan respons spektrum berdasarkan RSNI 03-1726-201x pada bangunan di wilayah DKI Jakarta dengan asumsi tanah lunak. Evaluasi kinerja struktur dari masing-masing model menggunakan analisis *pushover* dengan program ETABS ver.9.7.0. Hasil penelitian menunjukkan struktur CKB memiliki nilai daktilitas rata-rata lebih tinggi, yaitu 1,11 kali struktur OKB sehingga energi dissipasinya lebih besar. Struktur OKB memiliki nilai perpindahan rata-rata lebih kecil, yaitu 1,74 kali struktur CKB, sehingga kekakuan struktur OKB lebih besar.

Kata Kunci : *Chevron Knee Braced Frame*, *Ordinary Knee Braced Frame*, baja, analisis *pushover*.

## ABSTRACT

Name : Indah Herning Suari  
Study Program: Civil Engineering  
Title : "Comparison Study of Behaviour of Chevron Knee Braced Frame and Ordinary Knee Braced Frame on Structure Building Using RSNI 03-1726-201x"

In the area which is vulnerable to earthquake like Indonesia, needs to be planned with multiple performance levels needed, so that, structure is expected to resist seismic load with some intensity levels when earthquake happen. In this way, building can be planned with risk/consequence that must be faced. This design is called performance based design that already been arranged in RSNI 03-1726-201x for earthquake resistance building. This study uses steel frame with the latest knee system that has been modified for knowing the behavior of Chevron Knee Braced Frame and Ordinary Knee Braced Frame. The calculation of seismic dynamic analysis using the response spectrum based on RSNI-03-1726-201x on building in DKI Jakarta with assumption soft ground. Performance evaluation of the structure of each model uses the pushover analysis using ETABS program ver. 9.7.0. The result of this research is CKB has ductility 1.11 times higher than OKB, so that it has bigger energy dissipation than CKB. OKB has little displacement 1.1 times smaller than CKB, so that stiffness of OKB is higher than CKB.

Keyword : Chevron Knee Braced Frame, Ordinary Knee Braced Frame, steel, pushover analysis.

## DAFTAR ISI

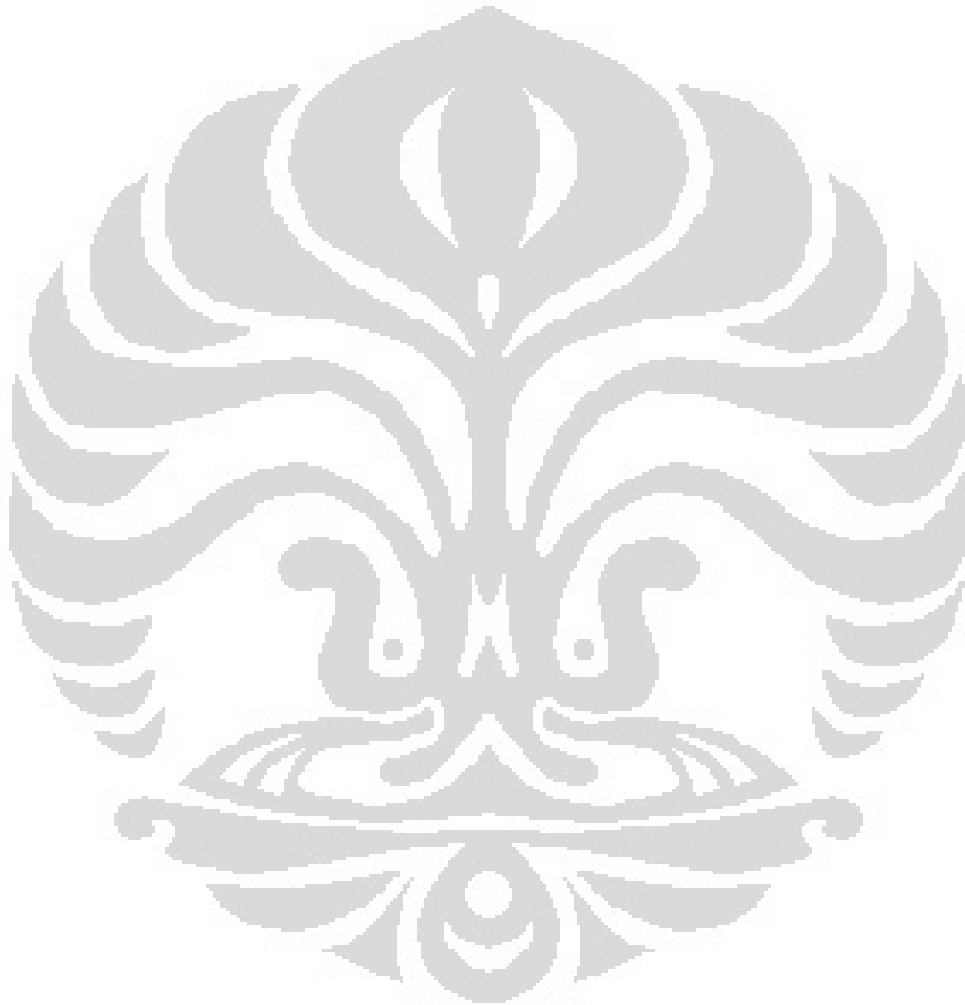
<b><u>HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS...Error! Bookmark not defined.</u></b>	
<b><u>HALAMAN PENGESAHAN .....Error! Bookmark not defined.</u></b>	
<b><u>KATA PENGANTAR.....</u></b>	<b>iii</b>
<b><u>HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI.....</u></b>	<b>viii</b>
<b><u>TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS Error! Bookmark not defined.</u></b>	
<b><u>ABSTRAK.....</u></b>	<b>x</b>
<b><u>ABSTRACT .....</u></b>	<b>xi</b>
<b><u>DAFTAR ISI.....</u></b>	<b>xii</b>
<b><u>DAFTAR TABEL .....</u></b>	<b>xiv</b>
<b><u>DAFTAR GAMBAR.....</u></b>	<b>xvi</b>
<b><u>BAB 1 PENDAHULUAN.....</u></b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Tujuan Penelitian.....	3
1.3 Hipotesis.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Metodologi Penelitian.....	5
1.6 Sistematika Penulisan.....	6
<b><u>BAB 2 DASAR TEORI.....</u></b>	<b>7</b>
2.1 Konfigurasi Struktur Portal Baja Tahan Gempa.....	7
2.1.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (Moment Resisting Frames).....	7
2.1.2 Sistem Rangka Bresing Konsentrik (Concentrically Braced Frames).....	8
2.1.3 Sistem Rangka Bresing Eksentrik (Eccentrically Braced Frames).....	9
2.2 Sistem Rangka Knee-Bresing.....	10
2.3 Perencanaan Struktur Tahan Gempa Berdasarkan Kriteria Kinerja.....	13
2.4 Analisis Elastis.....	14
2.4.1 Pengaruh orde kedua.....	15
2.4.2 Analisis orde pertama.....	15
2.5 Perencanaan Komponen Struktur.....	15
2.5.1 Komponen Balok.....	15
2.5.2 Komponen Bresing.....	19
2.5.3 Komponen Kolom.....	23
2.6 Analisis Dinamik.....	28
2.6.1 Analisis Riwayat Waktu.....	28
2.6.2 Analisis Ragam Spektrum Respons.....	29
2.7 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung, RSNI 03- 1726-201X.....	32
2.7.1 Pembebanan.....	32
2.7.2 Kombinasi Pembebanan.....	33
2.7.3 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan.....	34
2.7.4 Wilayah Gempa dan Respons Spektrum.....	34
2.7.5 Jenis-Jenis Tanah.....	37
2.7.6 Kategori Gedung.....	37

2.7.7 Kategori Disain Gempa.....	38
2.7.8 Gaya Geser Dasar Gempa dan Beban Lateral Gempa.....	39
2.7.9 Waktu Getar Alami Fundamental.....	40
2.8 Analisis Beban Dorong Statik (static pushover analysis).....	41
2.8.1 Pola Beban Dorong.....	43
2.8.2 Waktu Getar Alami Efektif.....	43
2.8.3 Sendi Plastis.....	44
2.8.4 Target Perpindahan.....	45
<b><u>BAB 3 METODE PENELITIAN .....</u></b>	<b><u>50</u></b>
3.1 Skema Penelitian.....	50
3.2 Data Perencanaan.....	52
3.2.1 Dimensi Struktur.....	53
3.2.2 Material Bangunan.....	56
3.2.3 Pembebanan.....	56
<b><u>BAB 4 EVALUASI HASIL ANALISIS STRUKTUR .....</u></b>	<b><u>67</u></b>
4.1 Analisis Gempa dengan RSNI 03-1726-201X.....	68
4.2 Analisis Perilaku dan Kinerja Model.....	78
4.2.1 Analisis Pola Distribusi Gaya Lateral.....	78
4.2.2 Analisis Perilaku Inelastik.....	82
4.2.3 Analisis Hubungan Beban dan Perpindahan.....	85
4.3 Analisis dan Evaluasi Kinerja Struktur.....	90
4.3.1 Analisis Kekuatan Struktur.....	90
4.3.2 Analisis Daktilitas Struktur.....	93
4.3.3 Faktor Modifikasi Respon Struktur (R).....	96
4.3.4 Analisis Kekakuan Struktur.....	98
4.3.5 Analisis Titik Kinerja (Performance Point).....	100
<b><u>BAB 5 KESIMPULAN .....</u></b>	<b><u>105</u></b>
5.1 Kesimpulan.....	105
5.2 Saran.....	105
<b><u>DAFTAR PUSTAKA .....</u></b>	<b><u>106</u></b>
<b><u>LAMPIRAN .....</u></b>	<b><u>108</u></b>

## DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Parameter Studi dan Analisis Hasil .....	4
Tabel 1.2 Dimensi knee yang dimodelkan .....	4
Tabel 2.1 Koefisien Situs Fa .....	35
Tabel 3.1 Dimensi Profil yang digunakan (inchi) .....	55
Tabel 3.2 Panjang Elemen Knee dan Bresing .....	55
Tabel 3.3 Koefisien situs Fa .....	58
Tabel 3.4 Koefisien situs Fv .....	58
Tabel 3.5 Nilai Parameter Perioda Pendekatan Ct dan X .....	59
Tabel 3.6 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda yang Dihitung .....	60
Tabel 3.7 Situasi Sambungan pada Struktur .....	61
Tabel 4.1 Besar Massa, Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai (ton-m) .....	68
Tabel 4.2 Partisipasi Massa (kN-m) .....	69
Tabel 4.3 Gaya Dinamik Pada Tiap Lantai Akibat Gempa Arah-X (kN-m) .....	69
Tabel 4.4 Gaya Dinamik Pada Tiap Lantai Akibat Gempa Arah-Y (kN-m) .....	70
Tabel 4.5 Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Arah-X (kN-m).....	72
Tabel 4.6 Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Arah-Y (kN-m).....	72
Tabel 4.7 Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik (kN).....	72
Tabel 4.8 Rasio Skala Gaya Geser Tiap Lantai Arah X dan Y (kN-m).....	73
Tabel 4.9 Inter Story Drift Arah-X (kN-m).....	75
Tabel 4.10 Inter Story Drift Arah-Y (kN-m).....	75
Tabel 4.11 Perbandingan Gaya Geser Tiap Lantai Statik dan Dinamik Arah-x (kN-m) .....	76
Tabel 4.12 Perbandingan Gaya Geser Tiap Lantai Statik dan Dinamik Arah-y (kN-m) .....	76
Tabel 4.13 Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Arah-x (push 2).....	79
Tabel 4.14 Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen Arah-y (push 3).....	79
Tabel 4.15 Distribusi Gaya Lateral sesuai Proporsi Massa (push 2 dan push 3) ..	80
Tabel 4.16 Hubungan Beban-Perpindahan dengan Kategori Level Kinerja Gempa .....	88
Tabel 4.17 Perbandingan Kekuatan Model Struktur dengan Variasi Tingkat dan Bresing .....	91
Tabel 4.18 Perbandingan Daktilitas Model Struktur dengan Variasi Tingkat dan Bresing .....	94
Tabel 4.19 Parameter Daktilitas Struktur Gedung .....	96
Tabel 4.20 Perbandingan Faktor Modifikasi Respon Struktur .....	97
Tabel 4.21 Perbandingan Kekakuan Model Struktur.....	99
Tabel 4.22 Titik Kinerja Berdasarkan Level Kinerja Struktur Model CKB 6 Lantai .....	101
Tabel 4.23 Performance Point Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-x Pola 1 .....	101
Tabel 4.24 Performance Point Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-y Pola 1 .....	102
Tabel 4.25 Performance Point Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-y Pola 2 .....	102
Tabel 4.26 Performance Point Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-y Pola 2 .....	102

Tabel 4.27 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 1 Pushover arah-x	103
Tabel 4.28 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 2 Pushover arah-x	103
Tabel 4.29 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 1 Pushover arah-y	104
Tabel 4.30 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 2 Pushover arah-y	104

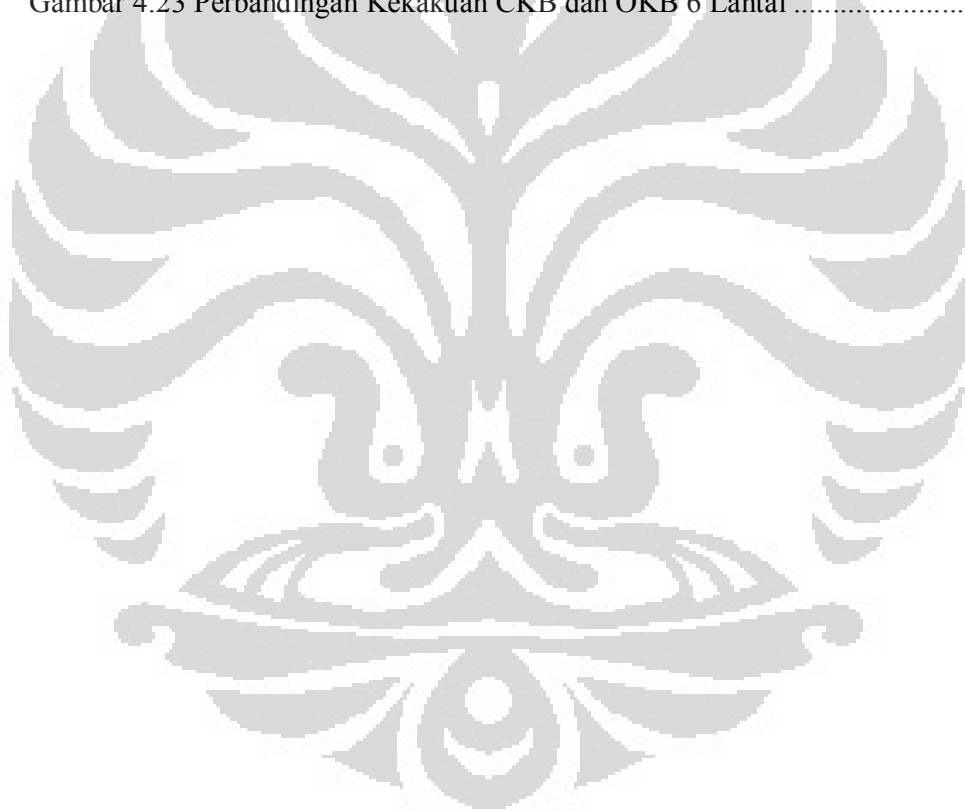




## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Peta Tektonik Kepulauan Indonesia, Tampak Zona Subduksi dan Sesar Aktif.....	2
Gambar 2.1 Tipe Bresing Konsentrik .....	9
Gambar 2.2 Tipe Rangka Bresing Eksentrik.....	10
Gambar 2.3 Jenis KBF yang berbeda : (a) K-KBF, (b) X-KBF, (c) KBF dengan bresing tunggal dan 1 elemen knee, (d) KBF dengan bresing tunggal dan 2 elemen knee.....	12
Gambar 2.4 Ordinary Knee Braced Frames .....	12
Gambar 2.5 Chevron Knee Braced Frames.....	12
Gambar 2.6 Ilustrasi level kinerja struktur berbasis kinerja.....	13
Gambar 2.7 Contoh Hasil Analisis Riwayat Waktu .....	29
Gambar 2.8 Grafik Respons Spektrum .....	31
Gambar 2.9 Variasi Pola Distribusi Pembebanan Lateral (dari FEMA 273).....	43
Gambar 2.10 Parameter Waktu Getar Fundamental Efektif dari Kurva Pushover.....	44
Gambar 2.11 Properti sendi default-PMM dan default-M3 .....	45
Gambar 2.12 Perilaku Pasca Leleh Sistem Struktur (FEMA 356).....	47
Gambar 2.13 Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas .....	48
Gambar 2.14 Performance Point pada Capacity Spectrum Method .....	49
Gambar 2.15 Beberapa titik kinerja dalam satu grafik dalam CSM.....	49
Gambar 3.1 Denah posisi bresing OKB dan CKB pada bangunan .....	53
Gambar 3.2 Detail dimensi bresing OKB dan CKB pada struktur portal (mm) ...	53
Gambar 3.3 Pemodelan bresing pada struktur menggunakan ETABS ver. 9.7.0 ..	54
Gambar 3.4 Peta gempa dengan perioda ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ s.....	57
Gambar 3.5 Peta gempa dengan perioda ulang 2500 tahun dan $T = 1$ s.....	58
Gambar 3.6 Respons Spektrum Struktur di Wilayah DKI Jakarta .....	60
Gambar 3.7 Model Struktur Chevron Knee Braced Frames 6 Tingkat .....	61
Gambar 3.8 Model Struktur Ordinary Knee Braced Frames 6 Tingkat.....	62
Gambar 3.9 Model Struktur Chevron Knee Braced Frames 12 Tingkat .....	63
Gambar 3.10 Model Struktur Ordinary Knee Braced Frames 12 Tingkat.....	64
Gambar 3.11 Model Struktur Chevron Knee Braced Frames 18 Tingkat .....	65
Gambar 3.12 Model Struktur Ordinary Knee Braced Frames 18 Tingkat.....	66
Gambar 4.1 Model Struktur CKB 6 Lantai 3D .....	67
Gambar 4.2 Gaya Geser Lantai Arah-X.....	74
Gambar 4.3 Gaya Geser Lantai Arah-Y.....	74
Gambar 4.4 Perbandingan Gaya Geser Tingkat Dinamik dan Statik pada Struktur CKB dan OKB Arah-x (kN) .....	77
Gambar 4.5 Perbandingan Gaya Geser Tingkat Dinamik dan Statik pada Struktur CKB dan OKB Arah-y (kN).....	77
Gambar 4.6 Pola Distribusi Beban Lateral Statik Ekuivalen .....	80
Gambar 4.7 Pola Distribusi Beban Lateral Berdasarkan Proporsi Massa.....	81
Gambar 4.8 Perbandingan Pola Distribusi Beban Lateral Statik Ekuivalen dan Distribusi Massa .....	82
Gambar 4.9 Sendi plastis pada saat bresing dan kolom bawah sebelum dan saat mengalami keruntuhan step 4, step 10, step 22 dan step 23 .....	83
Gambar 4.10 Hubungan tinggi lantai dan perpindahan CKB .....	84

Gambar 4.11 Hubungan tinggi lantai dan perpindahan OKB pada saat pushover arah-X.....	85
Gambar 4.12 Kurva Pushover CKB 6 Lantai Arah-X.....	86
Gambar 4.13 Kurva Kapasitas dan Demand Curve Dalam Mencari Performance Point untuk model CKB 6 Lantai.....	87
Gambar 4.14 Perbandingan kurva pushover (beban – perpindahan) antara CKB dan OKB sampai kolom bawah runtuh.....	89
Gambar 4.15 Perbandingan Kekuatan CKB dan OKB 6 Lantai .....	92
Gambar 4.16 Perbandingan Kekuatan CKB dan OKB 12 Lantai .....	92
Gambar 4.17 Perbandingan Kekuatan CKB dan OKB 18 Lantai .....	93
Gambar 4.18 Perbandingan Daktilitas CKB dan OKB 6 Lantai .....	95
Gambar 4.19 Perbandingan Daktilitas CKB dan OKB 12 Lantai .....	95
Gambar 4.20 Perbandingan Daktilitas CKB dan OKB 18 Lantai .....	96
Gambar 4.21 Perbandingan Faktor R CKB dan OKB 6 Lantai .....	98
Gambar 4.22 Perbandingan Faktor R CKB dan OKB 12 Lantai .....	98
Gambar 4.23 Perbandingan Kekakuan CKB dan OKB 6 Lantai .....	100



# BAB 1

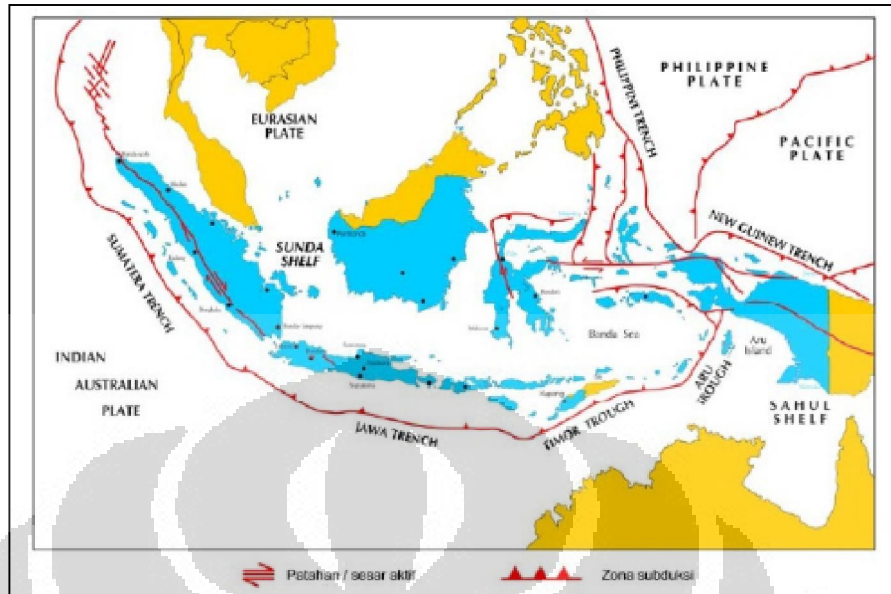
## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Seiring perkembangan zaman, diperlukan infrastruktur yang memadai, efisien dan efektif untuk memenuhi kebutuhan primer. Berbagai inovasi dalam desain bangunan bertingkat tinggi semakin marak di kota – kota besar, salah satunya adalah kota Jakarta. Salah satu keunggulan bangunan bertingkat tinggi yakni dapat menyediakan jumlah tampungan yang banyak namun tidak mengambil luas lahan yang besar.

Bangunan bertingkat berisiko memiliki *displacement* yang besar akibat beban gempa. Oleh karena itu, konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa diperlukan analisis kekuatan struktur dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, di antaranya adalah beban gravitasional dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Indonesia adalah negara yang dipengaruhi oleh aktifitas 4 lempeng bumi utama yang saling berinteraksi dan membentuk zona tunjaman dan tumbukan, sesar aktif dan gunung api<sup>1)</sup>. Beberapa gempa besar telah terjadi dalam 10 tahun terakhir dan mengakibatkan kehilangan jiwa serta kerugian material yang mempengaruhi sektor ekonomi dan pembangunan<sup>1)</sup>. Beberapa gempa besar yang terjadi dalam dekade terakhir di Indonesia yaitu gempa Bengkulu 2000 (Mw 7.8), gempa Aceh-Ancaman Tsunami 2004 (Mw 9.2), gempa Nias-Semelue 2005 (Mw 8.7), gempa Jogjakarta Mei 2006, gempa Jawa selatan yang diikuti tsunami 2006 (Mw 7.6), gempa Bengkulu (Mw 8.4 dan 7.9), gempa Padang (Mw 7.6) September 2009, gempa Mentawai 2010<sup>1)</sup>. Rangkaian kejadian gempa ini menunjukkan bahwa Indonesia sangat rentan terhadap bencana gempa<sup>1)</sup>.



Gambar 1.1. Peta Tektonik Kepulauan Indonesia, Tampak Zona Subduksi dan Sesar Aktif

Sumber : Tim Revisi Peta Gempa Indonesia, 2010

Konsep bangunan tahan gempa pada dasarnya adalah upaya untuk membuat seluruh elemen rumah menjadi satu kesatuan yang utuh, yang tidak lepas/runtuh akibat gempa. Penerapan konsep tahan gempa antara lain dengan cara membuat sambungan yang cukup kuat diantara berbagai elemen tersebut serta pemilihan material dan pelaksanaan yang tepat.

Untuk menahan gempa diperlukan bangunan yang memiliki daktilitas yang cukup. Daktilitas adalah kemampuan struktur atau komponennya untuk melakukan deformasi inelastis bolak-balik berulang di luar batas titik leleh pertama, sambil mempertahankan sejumlah besar kemampuan daya dukung bebannya<sup>2)</sup>.

Pada umumnya, bangunan yang terbuat dari material baja memiliki sifat daktilitas yang tinggi dan bersifat fleksibel, tidak mudah patah serta cepat dibangun. Dalam mendesain bangunan tinggi harus memperhitungkan ketahanan bangunan akibat gempa. Desain tahan gempa pada struktur baja harus memenuhi 2 kriteria utama. Struktur tersebut harus memiliki kekuatan yang memadai dan kekakuan untuk menjaga simpangan antar lantai untuk mencegah kerusakan pada struktur dan elemen non-struktur.

Untuk menopang beban lateral pada struktur baja, diperlukan bresing supaya lebih kuat menahan beban terutama beban gempa. Sejak kekakuan dan daktilitas merupakan dua parameter yang saling berlawanan, para peneliti mengharapkan dapat menggabungkan dua parameter tersebut menjadi cara yang paling efektif tanpa kenaikan biaya yang besar. *Moment Resisting Frames* (MRF) memiliki daktilitas yang baik melalui kelelahan lentur dari elemen balok, tetapi MRF memiliki kekakuan yang terbatas<sup>3)</sup>. Jenis sistem pemikul rangka baja lainnya, *Concentrically Braced Frames* (CBF) bersifat kaku karena terjadi tekuk pada bresing diagonal sehingga daktilitas CBF terbatas<sup>3)</sup>. Untuk mengatasi kelemahan pada MRF dan CBF, maka para peneliti mengusulkan *Eccentrically Braced Frames* (EBF), dimana bresing diletakkan secara eksentris terhadap joint balok-kolom<sup>3)</sup>.

Baru-baru ini, para peneliti mengusulkan sistem rangka yang mengkombinasikan kekakuan bresing diagonal dengan sifat daktil dari sebuah elemen *knee*<sup>4)</sup>. Sistem ini tidak sesuai dengan bangunan tahan gempa karena bresing didesain langsing. Akibatnya, terjadi tekuk pada bresing sehingga penyerapan energi tidak efisien. Kemudian, sistem tersebut diteliti dan dimodifikasi. Sistem yang telah direvisi dinamakan *Knee Braced Frame* (KBF)<sup>5)</sup>. Pada KBF, bresing diagonal dibuat sangat kaku dan terjadi kelelahan baik pada lentur maupun geser di elemen *knee* (yang bersifat daktil) ketika terjadi gempa yang kuat<sup>6)</sup>. Sehingga, kerusakan terjadi di *secondary member* yang dapat diperbaiki dengan mudah dengan biaya yang minimum<sup>7)</sup>. Pada penelitian ini, peneliti membandingkan kinerja struktur bangunan dengan menggunakan KBF, antara *Chevron Knee Braced Frame* (CKB) dan *Ordinary Knee Braced Frame* (OKB) terhadap beban gempa.

## 1.2 Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini yaitu untuk mengetahui kinerja pengaku CKB dan OKB pada bangunan bertingkat terhadap beban gempa.

Tabel 1.1 Parameter Studi dan Analisis Hasil

Parameter Studi	Jenis	Analisis Hasil
Jenis gedung bertingkat	<i>Low Rise</i> (6 lt)	Profil yang memenuhi <i>stress check</i> dan lendutan serta ekonomis
	<i>Medium Rise</i> (12 lt)	
	<i>High Rise</i> (18 lt)	
Tipe <i>knee</i> bresing	OKB	Perbandingan kinerja struktur berupa gaya dalam dan respon seismik
	CKB	

Sumber : Olahan Sendiri

### 1.3 Hipotesis

Struktur portal OKB akan memiliki nilai kekakuan yang lebih besar dibandingkan struktur portal CKB, sehingga *displacement* yang terjadi pada OKB akan lebih kecil dibandingkan struktur portal CKB. Sedangkan struktur portal CKB memiliki nilai daktilitas yang lebih besar dibandingkan dengan struktur portal OKB, sehingga struktur portal CKB dapat menyerap energi yang lebih besar dibandingkan dengan struktur portal OKB.

### 1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penelitian ini yaitu :

1. Struktur yang dibahas adalah gedung perkantoran dengan variasi tingkat untuk perbandingan yakni 6 lantai, 12 lantai, dan 18 lantai

Tabel 1.2 Dimensi *knee* yang dimodelkan

Lantai	b/B	h/H	<i>Knee</i>			
			h (m)	H (m)	b (m)	B (m)
6	0,2	0,2	0,8	4	0,8	4
12	0,2	0,2	0,6	3	0,8	4
18	0,2	0,2	0,6	3	0,8	4

Sumber : Olahan Sendiri

2. Elemen *knee* berada di bagian atas dari portal
3. Material yang digunakan adalah profil baja dimana dimensi profil tiap elemen struktur didapatkan dari perhitungan yang memenuhi *stress check*
4. Sistem struktur merupakan portal dengan bresing yang diletakkan di bentang kedua terluar bangunan pada tiap lantai dengan perletakan jepit
5. Pemodelan struktur yang digunakan adalah pemodelan 3 dimensi

6. Perhitungan beban gempa menggunakan analisis dinamik respons spektrum pada wilayah DKI Jakarta berdasarkan RSNI-1726-201X dimana asumsi jenis tanah yang digunakan merupakan tanah lunak
7. Analisis untuk mengevaluasi perilaku keruntuhan struktur terhadap gempa menggunakan analisis *pushover* (beban dorong statik)
8. Analisis menggunakan bantuan program komputer ETABS ver 9.7.0.

### 1.5 Metodologi Penelitian

Pada penelitian ini dilakukan tahapan-tahapan seperti berikut :

1. Mempelajari literatur mengenai *Knee Braced Frame* (KBF), pengaruhnya terhadap kekuatan suatu portal, mengumpulkan data – data yang berkaitan dengan KBF dari berbagai jurnal penelitian, mempelajari kinerja dari OKB dan CKB.
2. Membuat variasi data (jumlah tingkat dan sistem struktur KBF) sebagai perbandingan hasil, kemudian memasukkan data pembebanan ke dalam masing-masing model dengan bantuan program ETABS ver. 9.7.0 dimana beban gempa menggunakan analisis respons spektrum.
3. Memperoleh hasil berupa gaya dalam, displacement, periode fundamental bangunan, gaya geser dasar serta momen guling berdasarkan input data yang telah diberikan sebelumnya ke dalam ETABS ver. 9.7.0.
4. Mengecek semua profil yang digunakan (*stress check* dan cek lendutan) sudah melampaui kapasitas izin/belum
5. Jikasesua profil telah memenuhi syarat, maka penulis melakukan analisis gempa dengan analisis *pushover* dengan parameter yang ditinjau berupa periode alami bangunan, *displacement*, gaya geser dasar, gaya geser tingkat dan momen guling
6. Penulis melakukan analisa hasil yang didapatkan dari tiap model dengan perbandingan antara 3 variasi tingkat dan 2 variasi model tersebut
7. Membuat kesimpulan dari penelitian yang dilakukan

## 1.6 Sistematika Penulisan

Berikut adalah sistematika penulisan penelitian yang dilakukan,

### BAB 1 : PENDAHULUAN

Berisikan latar belakang penelitian, tujuan penelitian, batasan masalah penelitian, metodologi penelitian yang dilakukan, dan sistematika penulisan

### BAB 2 : DASAR TEORI

Bab ini berisikan tentang dasar teori yang mendukung penelitian seperti deskripsi mengenai KBF, tata cara pembebanan berdasarkan sni 03-1726-201X, analisis dinamik, *pushover analysis*

### BAB 3 : METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini menguraikan tentang metode yang digunakan dalam penelitian, diagram alir/skema penelitian.

### BAB 4 : ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini membahas analisis mengenai hasil dari pemodelan yang dilakukan kemudian perbedaan respon seismik bangunan dari berbagai variasi. Kemudian ada grafik dan tabel berisikan hasil dari ETABS ver. 9.7.0

### BAB 5 : KESIMPULAN DAN SARAN

Berisikan kesimpulan dari penelitian yang dilakukan kemudian saran untuk penelitian lebih lanjut.



## **BAB 2**

### **DASAR TEORI**

#### **2.1 Konfigurasi Struktur Portal Baja Tahan Gempa**

Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan.<sup>8)</sup>

Gerak tanah desain harus diasumsikan terjadi di sepanjang setiap arah horisontal struktur bangunan gedung. Kecukupan sistem struktur harus ditunjukkan melalui pembentukan model matematik dan pengevaluasian model tersebut untuk pengaruh gerak tanah desain. Gaya gempa desain, dan distribusinya di sepanjang ketinggian struktur bangunan gedung, harus ditetapkan berdasarkan salah satu prosedur yang sesuai yang ditunjukkan dalam RSNI 07-1726-201X pasal 7.6 dan gaya dalam serta deformasi yang terkait pada komponen-elemen struktur tersebut harus ditentukan.<sup>8)</sup>

Prosedur alternatif yang disetujui tidak boleh dipakai untuk menentukan gaya gempa dan distribusinya kecuali bila gaya-gaya dalam dan deformasi yang terkait pada komponen/elemen strukturnya ditentukan menggunakan model yang konsisten dengan prosedur yang diadopsi.

Konfigurasi Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa yang dikenal dalam RSNI 1726-201X terdiri dari beberapa jenis sebagai berikut,

##### **2.1.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (*Moment Resisting Frames*)**

Sistem Rangka Pemikul Momen mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik, tetapi memerlukan terjadinya simpangan antar lantai yang cukup besar supaya timbul sendi-sendi plastis pada balok yang akan berfungsi untuk menyerap energi gempa. Simpangan yang terjadi begitu besar akan menyebabkan struktur tidak kaku sehingga mengakibatkan kerusakan non-struktural yang besar disamping akan menambah pengaruh efek  $P-\Delta$  terutama pada bangunan tinggi.

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam 2 kategori, yaitu sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRBPMK) dan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB).

a. Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK)

SRBPMK adalah suatu struktur rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal. Pada SRBPMK ada suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batang-batangnya direncanakan secara khusus. SRBPMK direncanakan mengalami deformasi inelastis yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana.

b. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

SRPMB diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Pada SRPMB, kekakuan lebih besar dibandingkan SRBPMK sehingga daktilitasnya lebih kecil.

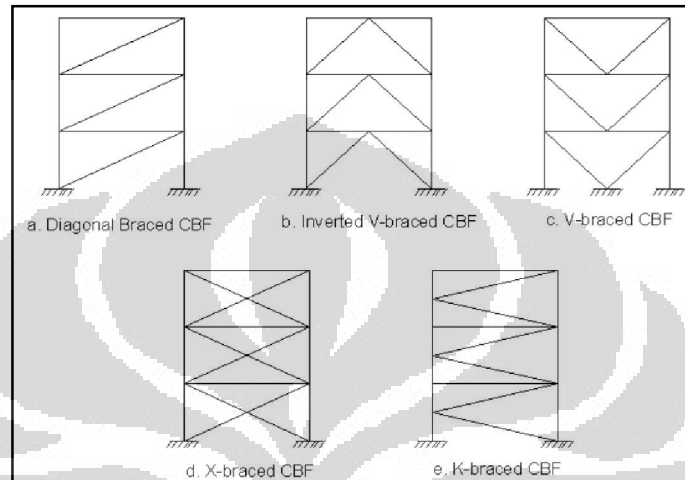
### 2.1.2 Sistem Rangka Bresing Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*)

Tujuan penggunaan rangka bresing adalah kemampuan struktur untuk mempertahankan stabilitas akibat beban lateral dan stabilitas struktur secara keseluruhan. Rangka bresing pada umumnya dianalisa dan didisain dengan mengabaikan momen kedua pada sistem tersebut (AISC,2005).

Distribusi beban lateral pada bidang bresing, batang-batang bresing harus dipasang dengan arah gaya lateral yang sejajar dengan bidang bresing, minimal 30% tapi tidak lebih dari 70% gaya horizontal total harus dipikul oleh batang oleh batang bresing tarik, kecuali jika kuat nominal tekan  $N_n$  untuk setiap batang bresing lebih besar dari daripada beban terfaktor  $N_u$  (SNI 03-1726-2010).

Sistem Rangka Bresing Konsentrik merupakan pengembangan dari sistem portal tak berpengaku atau lebih dikenal dengan *Moment Resisting Frames* (MRF). Sistem Rangka Bresing Konsentrik dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal ini bertolak belakang dengan sistem MRF yang hanya bisa digunakan sebagai penahan momen. Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang

berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. Sistem ini penyerapan energinya dilakukan melalui pelelehan yang dirancang terjadi pada pelat buhul. Sistem ini daktilitasnya kurang begitu baik sehingga keagalannya ditentukan oleh tekuk bresing.



Gambar 2.1 Tipe Bresing Konsentrik  
Sumber : Tezar Kholifa & Rohmat B., 2008

Kategori struktur pada sistem struktur CBF dibagi menjadi dua, yaitu Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB) dan Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK).

a. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB)

SRBKB diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana.

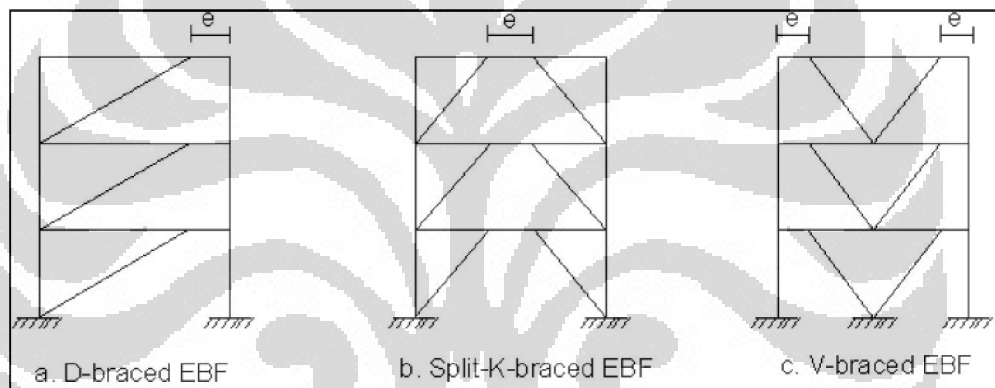
b. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK)

SRBKK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang cukup besar akibat gaya gempa rencana. SRBKK memiliki tingkat daktilitas yang lebih tinggi daripada tingkat daktilitas Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB) mengingat penurunan kekuatannya yang lebih kecil pada saat terjadinya tekuk pada batang bresing tekan.

### 2.1.3 Sistem Rangka Bresing Eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*)

Pada Sistem Rangka Bresing Eksentrik ada suatu bagian dari balok yang disebut *link* dan direncanakan secara khusus. SRBE diharapkan dapat mengalami

deformasi inelastis yang cukup besar pada *link* saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana karena element link tersebut berfungsi sebagai pendisipasi energi ketika struktur menerima beban gempa. Pendisipasi energi ini diwujudkan dalam bentuk plastifikasi pada elemen *link* tersebut. Hal tersebut yang menyebabkan Sistem SRBE mempunyai nilai daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan dengan SRBK yang lebih mengutamakan pada kekuatan strukturnya. Kolom-kolom, batang bresing, dan bagian dari balok di luar Link harus direncanakan untuk tetap dalam keadaan elastis akibat gaya-gaya yang dihasilkan oleh *link* pada saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap pererasan regangan.



Gambar 2.2 Tipe Rangka Bresing Eksentrik

Sumber : Tezar Kholifa & Rohmat B., 2008

## 2.2 Sistem Rangka *Knee-Bresing*

Struktur harus memiliki kekuatan dan daktilitas yang mencukupi untuk mencegah keruntuhan pada saat dilanda gempa ekstrem. Beberapa struktur bangunan tahan gempa seperti MRF dan CBF digunakan sebagai penahan beban lateral dalam sistem struktur bangunan baja. Meskipun kekakuan dan daktilitas adalah dua hal yang berbanding terbalik, baik MRF maupun CBF dapat memenuhi 2 kriteria tersebut.<sup>9)</sup>

MRF memiliki daktilitas yang bagus dan CBF memiliki kekakuan yang baik, maka dengan menggabungkan masing – masing keunggulan pada sistem tersebut, akan menjadi sistem tahan gempa yang ekonomis.<sup>9)</sup>

Untuk mengurangi energi gempa pada MRF (*Moment Resisting Frame*) dan CBF, deformasi inelastis pada member struktur utama, membutuhkan pengeluaran yang besar untuk memperbaiki bagian struktur yang rusak.

KBF dengan bresing diagonal memberikan kekakuan lateral dimana angkur *knee* sebagai *secondary member* dan menyediakan daktilitas melalui kelelahan lentur. Pada kasus ini, kerusakan struktur yang diakibatkan gempa bumi akan tertuju pada *secondary member* tersebut yang dapat dengan mudah diganti dengan harga yang terjangkau.<sup>10)</sup>

Sistem rangka *knee*-bresing berfungsi sebagai sistem penahan gaya lateral yang diakibatkan gempa. *Knee*-bresing menyerupai rangka bresing eksentris yaitu rangka bresing diagonal dimana salah satu dari ujung bresing tersebut terhubung ke balok, namun sejarak tertentu dari sambungan balok-kolom dan terhubung dengan bresing diagonal yang lain.

KBF merupakan struktur tahan gempa yang mampu menggabungkan kekakuan lateral dari CBF dengan daktilitas dari EBF. Hal itu didapat dari MRF yang diperkaku, ditambah bresing diagonal yang terhubung dengan elemen pendek yang disebut *knee*. Elemen *knee* menyerap energi gempa yang besar melalui *shear* dan *bending cyclic deformation* yang mirip seperti elemen link pada EBF.

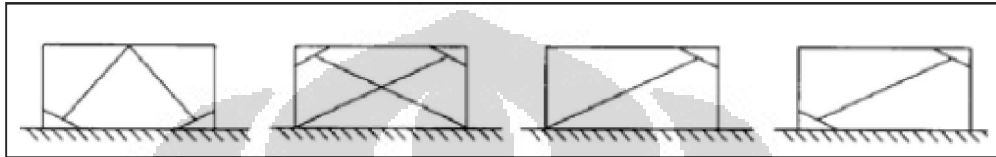
Keuntungan dari struktur KBF yakni :

1. Menyediakan lebih banyak ruangan terbuka pada desain arsitektur
2. Memindahkan gaya dan momen pada balok ke sambungan kolom di area yang lebih luas
3. Menggunakan *simple connection* dengan biaya yang lebih murah dan detail yang sederhana dibandingkan *rigid connection*
4. Mengurangi panjang efektif kolom
5. Menyediakan lebih banyak daktilitas pada wilayah sambungan
6. Kerusakan terjadi di member sekunder yang dapat diganti dengan mudah setelah terjadi kerusakan struktur akibat gempa.

Kekurangan dari struktur KBF, yakni :

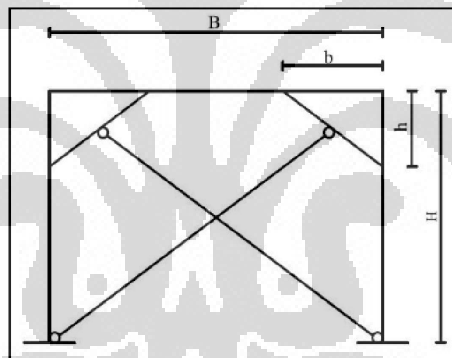
1. Meningkatkan gaya geser dan gaya normal pada balok pada jarak antara knee dan muka kolom
2. Kemungkinan posisi sendi plastis terjadi di kolom pada sambungan knee-kolom.

Berikut tipe KBF yang terbaru :



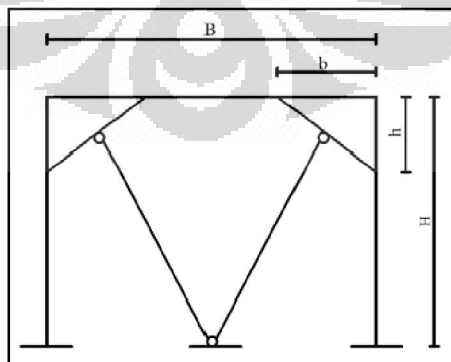
Gambar 2.3 Jenis KBF yang berbeda : (a) K-KBF, (b) X-KBF, (c) KBF dengan bresing tunggal dan 1 elemen *knee*, (d) KBF dengan bresing tunggal dan 2 elemen *knee*

Sumber : Zhen, Hueng, Qing-song Li, Long-zhu Chen, 2005



Gambar 2.4 *Ordinary Knee Braced Frames*

Sumber : Miri, Mahmoud, Abdolreza Zare, Hossein Abbas Zadeh, 2009



Gambar 2.5 *Chevron Knee Braced Frames*

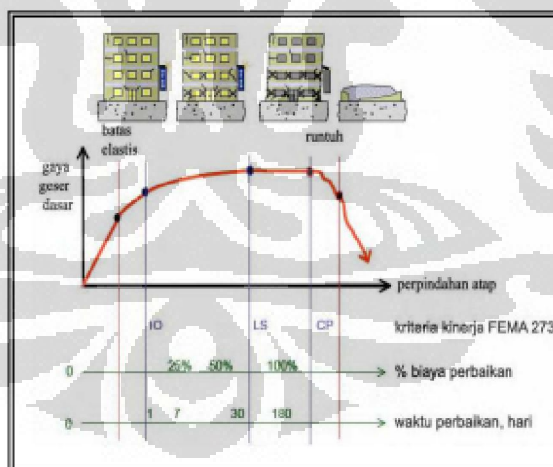
Sumber : Miri, Mahmoud, Abdolreza Zare, Hossein Abbas Zadeh, 2009

Bentuk optimal dari KBF dipilih berdasarkan hasil analisis elastis dan sudut optimal dari elemen *knee* diperoleh ketika portal memiliki kekakuan maksimum, dimana rasio tangen  $(b/h)/(B/H)$  mendekati 1, ini berarti elemen *knee* sebaiknya sejajar dengan arah diagonal dari portal, dan elemen diagonal melalui titik tengah dari elemen *knee* dan potongan balok-kolom.<sup>9)</sup>

Sistem bresing *knee* menggunakan bresing aksial dari balok ke kolom untuk membentuk sambungan momen. Ketahanan terhadap beban lateral berasal dari kelenturan balok dan kolom. Berdasarkan pengujian siklik yang memenuhi kualifikasi, *knee*-bresing didesain sebagai *Ordinary Moment Frames (OMF)* atau Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)<sup>11)</sup>

### 2.3 Perencanaan Struktur Tahan Gempa Berdasarkan Kriteria Kinerja

Perencanaan tahan gempa berbasis kinerja (*performance-based seismic design*) merupakan proses yang dapat digunakan untuk perencanaan bangunan baru maupun perkuatan bangunan yang sudah ada, dengan pemahaman yang realistis terhadap resiko keselamatan, kesiapan pakai (*occupancy*) dan kerugian harta benda yang mungkin terjadi akibat gempa yang akan datang<sup>12)</sup>.



Gambar 2.6 Ilustrasi level kinerja struktur berbasis kinerja  
Sumber : FEMA 273

Mengacu pada NEHRP & FEMA 273, yang menjadi acuan klasik bagi perencanaan berbasis kinerja, maka kategori level kinerja struktur adalah:

- Operasional = Tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur (bangunan tetap berfungsi).

- b. Segera dapat dipakai ( $IO = Immediate Occupancy$ ), yaitu tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa.
- c. Keselamatan penghuni terjamin ( $LS = Life-Safety$ ), yaitu terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tetapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.
- d. Terhindar dari keruntuhan total ( $CP = Collapse Prevention$ ) yaitu kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur. Kekuatan struktur dan kekakuannya berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.

#### 2.4 Analisis Elastis

Untuk memenuhi syarat-syarat stabilitas, kekuatan, dan kekakuan, pengaruh-pengaruh gaya-dalam pada suatu struktur dan terhadap komponen-komponennya serta sambungannya yang diakibatkan oleh beban-beban yang bekerja harus ditentukan melalui analisis struktur dengan salah satu metode berikut ini<sup>2)</sup>:

- a) Analisis elastis
- b) Analisis plastis
- c) Analisis non-konvensional lainnya yang telah baku dan telah diterima secara umum.

Analisis elastis yaitu setiap komponen struktur dianggap tetap dalam keadaan elastis pada setiap kondisi beban terfaktor. Pengaruh dari voute atau perubahan momen inersia penampang sepanjang sumbu komponen struktur harus diperhatikan pada perhitungan dan, bila tidak dapat diabaikan, harus diperhitungkan dalam penentuan kekakuan komponen struktur tersebut.



#### 2.4.1 Pengaruh orde kedua

Analisis struktur dilakukan dengan tetap memperhatikan titik tangkap beban-beban yang bekerja pada struktur dan komponen-komponen struktur setelah berdeformasi. Pengaruh orde kedua harus diperhatikan melalui salah satu dari dua analisis berikut ini:

- a) Suatu analisis orde pertama dengan amplifikasi momen
- b) Analisis orde kedua menurut cara-cara yang telah baku dan telah diterima secara umum.

#### 2.4.2 Analisis orde pertama

Pada analisis orde pertama, perubahan geometri struktur dan perubahan kekakuan komponen struktur akibat adanya gaya aksial diabaikan. Pengaruh ini terhadap momen lentur yang didapat dari analisis orde pertama perlu diperhitungkan dengan menggunakan metode amplifikasi momen.

### 2.5 Perencanaan Komponen Struktur

#### 2.5.1 Komponen Balok

Pada elemen balok bekerja gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan geser tersebut harus memenuhi persamaan sebagai berikut :

$$\phi_m M_n > M_u$$

$$\phi_s V_n > V_u$$

Dengan  $\phi_m$  adalah faktor reduksi lentur dan  $\phi_s$  adalah faktor reduksi geser yang masing-masing besarnya adalah 0,9. Pada perencanaan elemen balok ini, gaya-gaya luar yang bekerja pada elemen balok diperbesar dengan 1.1 kali dan nilainya harus lebih besar atau sama dengan 1.1  $R_y V_n e/2$  (untuk lentur) dan 1.1  $R_y V_n$  (untuk geser). Nilai geser dan momen ( $V_u$  dan  $M_u$ ) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari persamaan-persamaan tersebut.

Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal-hal sebagai berikut :

a. Cek terhadap kelangsingan penampang :

Untuk sayap (*flange*) :

→ Penampang kompak

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

→ Penampang non kompak

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$$

Untuk badan (*web*) :

→ Penampang kompak

$$\lambda = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

→ Penampang non kompak

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}}$$

Jika  $\lambda > \lambda_r$ , maka penampang termasuk penampang langsing, dimana:

$\lambda$  = faktor kelangsingan penampang

$C$  = batas kelangsingan untuk penampang kompak

$h$  = tinggi penampang

$b$  = lebar penampang

$t_w$  = tebal *web*

$t_f$  = tebal *flange*

$f_y$  = tegangan leleh material baja

$r$  = jari-jari kelengkungan

$\lambda_r$  = batas kelangsingan untuk penampang non kompak

$f_r$  = tegangan residu, besarnya 70 MPa untuk penampang di rol

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang :

→ Penampang kompak:

$$M_n = M_p$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y$$

→ Penampang non kompak :

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

$$M_r = S_x \cdot (f - f_r)$$

→ Untuk penampang langsing :

$$M_n = M_r \left( \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan :  $M_u \leq \phi M_n$

Keterangan

$M_n$  = momen lentur nominal penampang

$M_r$  = momen batas tekuk

c. Cek terhadap tekuk torsi lateral :

→ Bentang pendek

Syarat bentang pendek :  $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot \gamma \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Kapasitas lentur :  $M_n = M_p$

→ Bentang menengah

Syarat bentang menengah :  $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{G \cdot J \cdot E \cdot A}{2}}$$

$$x_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2$$

$$\text{Kapasitas lentur : } M_n = C_b \cdot \left[ M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_l} \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

Keterangan :

$C_b$  = koefisien pengali momen tekuk torsi lateral

$M_{maks}$  = momen maksimum pada bentang yang ditinjau  $M_a$ ,  $M_b$  dan  $M_c$  adalah berturut-turut momen pada  $1/4$  bentang,  $1/2$  bentang, dan  $3/4$  bentang pada bentang yang ditinjau

→ Bentang panjang

Syarat bentang panjang :  $L_b > L_r$

Kapasitas lentur :  $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot I_b^2}}$$

Keterangan :

$L_b$  = panjang bentang antara 2 pengekang yang berdekatan

$L_p$  = batas panjang bentang untuk balok yang mampu menerima momen plastis

$L_r$  = panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

$r_y$  = jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)

$E$  = modulus elastisitas baja

$x_1, x_2$  = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

$G$  = modulus geser baja

$J$  = momen inersia torsi

$A$  = luas penampang

$C_w$  = konstanta warping penampang

$M_{cr}$  = momen kritis terhadap tekuk torsi lateral

d. Cek terhadap kapasitas geser penampang :

Kuat geser nominal ( $V_n$ ) pelat badan untuk profil berpenampang kompak ditentukan sebagai berikut :

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w$$

Persamaan di atas dapat digunakan jika dipenuhi perbandingan sebagai berikut :

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}}$$

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

$$V_u \leq \phi V_n$$

Keterangan :

$V_n$  = kapasitas nominal geser penampang

$V_u$  = kapasitas geser perlu

$A_w$  = luas pelat badan

$a$  = jarak antar pengaku transversal

$h$  = tinggi penampang

e. Cek terhadap kombinasi geser dan lentur :

Momen lentur dianggap dipikul oleh seluruh penampang, sehingga balok harus direncanakan memikul kombinasi geser dan lentur, yaitu :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \cdot \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

### 2.5.2 Komponen Bresing

Pada elemen bresing, kuat kombinasi aksial-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal link sebesar 1,25  $R_y \cdot V_n$ . Pada sambungan antara batang bresing dan balok di ujung link, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung link atau di dalam link. Gaya aksial dan lentur bekerja pada elemen bresing ini (diasumsikan bresing sebagai elemen rangka

batang yang menerima gaya aksial dan lentur). Pengecekan dilakukan pada kapasitas tekan penampang dan tidak dilakukan pengecekan pada kapasitas tarik penampang karena kapasitas tarik selalu jauh lebih besar atau sama dengan kapasitas tekan. Beberapa pengecekan yang dilakukan terhadap elemen bresing adalah sebagai berikut:

- a. Cek terhadap kelangsingan elemen struktur tekan :

$$\lambda = \frac{L_k}{r_{min}} \leq 200$$

Dimana :

$L_k$  : panjang tekuk =  $K_e \cdot L$ , dengan  $L$  adalah panjang elemen dan

$K_e$  adalah factor panjang tekuk

$r_{min}$  : jari-jari girasi terkecil

- b. Cek kelangsingan terhadap tekuk lokal:

→ Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} \leq \lambda_r = \frac{135}{\sqrt{f_y}}$$

→ Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h'}{t_w} \leq \lambda_r = \frac{1365}{\sqrt{f_y}}$$

$$h' = h - 2(t_f + r)$$

- c. Cek terhadap tekuk lentur :

$$\lambda_{cx} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_x = \frac{L_k}{r_x}$$

$$\lambda_{cy} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_y = \frac{L_k}{r_y}$$

Ketentuan untuk  $\lambda_c$  :

$\lambda_c \leq 0,25$	$\omega = 1$
$0,25 < \lambda_c < 1,2$	$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$
$\lambda_c \geq 1,2$	$\omega = 1,25\lambda_c^2$

Kapasitas tekan penampang :

$$N_n = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

$$N_u \leq \phi N_n$$

Keterangan:

$\lambda_c$  = parameter kelangsingan elemen tekan

$\omega$  = koefisien tekuk

$A_g$  = luas kotor penampang

$N_n$  = kuat tekan nominal

$N_u$  = kuat tekan perlu

d. Cek terhadap tekuk torsi lateral :

→ Bentang pendek

Syarat bentang pendek :  $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Kapasitas lentur :  $M_n = M_p$

→ Bentang menengah

Syarat bentang menengah :  $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{G \cdot J \cdot E \cdot A}{2}}$$

$$x_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G} \right)^2$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2$$

$$\text{Kapasitas lentur : } M_n = C_b \cdot \left[ M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_l} \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

Keterangan :

$C_b$  = koefisien pengali momen tekuk torsi lateral

$M_{maks}$  = momen maksimum pada bentang yang ditinjau  $M_a$ ,  $M_b$  dan  $M_c$  adalah berturut-turut momen pada  $1/4$  bentang,  $1/2$  bentang, dan  $3/4$  bentang pada bentang yang ditinjau

→ Bentang panjang

Syarat bentang panjang :  $L_b > L_r$

Kapasitas lentur :  $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot L_b^2}}$$

Keterangan :

$L_b$  = panjang bentang antara 2 pengekang yang berdekatan

$L_p$  = batas panjang bentang untuk balok yang mampu menerima momen plastis

$L_r$  = panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

$r_y$  = jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)

$E$  = modulus elastisitas baja

$x_1, x_2$  = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

$G$  = modulus geser baja

$J$  = momen inersia torsi

$A$  = luas penampang

$C_w$  = konstanta warping penampang

$M_{cr}$  = momen kritis terhadap tekuk torsi lateral



### 2.5.3 Komponen Kolom

Elemen struktur yang hanya menahan gaya aksial tekan yang dinamakan kolom. Kolom menahan beban aksial melalui titik sentroid. Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor,  $N_u$ , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$1) \quad N_u \leq \phi_n N_n$$

Keterangan:

$\Phi_n$  adalah faktor reduksi kekuatan

$N_n$  adalah kuat tekan nominal komponen struktur

$$2) \quad \text{Perbandingan kelangsingan}$$

- Kelangsingan elemen penampang  $< \lambda_r$

- Kelangsingan komponen struktur tekan,

$$\lambda = \frac{L_k}{r} < 200$$

$$3) \quad \text{Komponen struktur tekan yang elemen penampangnya mempunyai perbandingan lebar terhadap tebal lebih besar daripada nilai } \lambda_r \text{ harus direncanakan dengan analisis rasional yang dapat diterima.}$$

Beberapa pengecekan terhadap elemen kolom adalah sebagai berikut :

a. Cek terhadap kelangsingan penampang

Untuk flange :

→ Penampang kompak

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

→ Penampang non kompak

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{f_y - f_r}}$$

Untuk web :

→ Penampang kompak

$$\lambda = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_r} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

→ Penampang non kompak

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}}$$

Jika  $\lambda > \lambda_r$ , maka penampang termasuk penampang langsing.

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

→ Penampang kompak:

$$M_n = M_p$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y$$

→ Penampang non kompak :

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

→ Penampang langsing :

$$M_n = M_r \left( \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan :  $M_u \leq \phi M_n$

c. Cek terhadap tekuk torsi lateral :

→ Bentang pendek

Syarat bentang pendek :  $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot y \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Kapasitas lentur :  $M_n = M_p$

→ Bentang menengah

Syarat bentang menengah :  $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}}$$

$$\square_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{G \cdot J \cdot E \cdot A}{2}}$$

$$x_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G} \right)^2$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2$$

$$\text{Kapasitas lentur : } M_n = C_b \cdot \left[ M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_1} \right] \leq M_p$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 2,3$$

Keterangan :

$C_b$  = koefisien pengali momen tekuk torsi lateral

$M_{maks}$  = momen maksimum pada bentang yang ditinjau

$M_a$ ,  $M_b$  dan  $M_c$  adalah berturut-turut momen pada  $1/4$  bentang,  $1/2$  bentang, dan  $3/4$  bentang pada bentang yang ditinjau

→ Bentang panjang

Syarat bentang panjang :  $L_b > L_r$

Kapasitas lentur :  $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot I_b^2}}$$

Keterangan :

$L_b$  = panjang bentang antara 2 pengekang yang berdekatan

$L_p$  = batas panjang bentang untuk balok yang mampu menerima momen plastis

$L_r$  = panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

$r_y$  = jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)

$E$  = modulus elastisitas baja

$x_1, x_2$  = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

$G$  = modulus geser baja

$J$  = momen inersia torsi

$A$  = luas penampang

$C_w$  = konstanta warping penampang

$M_{cr}$  = momen kritis terhadap tekuk torsi lateral

d. Cek terhadap kelangsingan elemen tekan :

$$\lambda = \frac{L_k}{r_{min}} \leq 200$$

e. Cek terhadap tekuk lentur :

$$\lambda_{cx} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_x = \frac{L_k}{r_x}$$

$$\lambda_{cy} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_y = \frac{L_k}{r_y}$$

Ketentuan untuk  $\lambda_c$  :

$\lambda_c \leq 0,25$	$\omega = 1$
$0,25 < \lambda_c < 1,2$	$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$
$\lambda_c \geq 1,2$	$\omega = 1,25\lambda_c^2$

Kapasitas tekan penampang :

$$N_n = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

$$N_u \leq \phi N_n$$

f. Cek terhadap kombinasi tekan dan lentur :

Momen lentur dominan	$\frac{N_u}{\phi N_n} < 0,2$	$\frac{N_u}{2\phi N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$
Gaya aksial dominan	$\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0,2$	$\frac{N_u}{2\phi N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1$

Keterangan :

$N_u$  : gaya aksial perlu

$N_n$  : kuat tekan nominal penampang

$\phi$  : factor reduksi kekuatan

$\phi = \phi_c$  : untuk komponen struktur tekan = 0,85

$\phi = \phi_t$  : untuk komponen struktur tarik = 0,9

$\phi_b$  : faktor reduksi kekuatan untuk elemen lentur = 0,9

$M_{nx}, M_{ny}$ : momen lentur nominal penampang elemen struktur, masing-masing terhadap sumbu x dan y.

$M_{ux}, M_{uy}$  : momen lentur perlu masing-masing terhadap sumbu x&y

g. Faktor amplifikasi momen

→ Faktor amplifikasi momen akibat kelengkungan kolom yang tak bergoyang ( $\delta_b$ ). Besarnya  $\delta_b$  untuk kolom dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$\delta_b = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{N_u}{N_{crb}}\right)} \geq 1$$

Dimana :

$N_u$  = gaya tekan terfaktor (ultimate) pada kolom tersebut

$N_{crb}$  = beban kritis euler dari kolom tersebut dengan factor panjang tekuk ( $k$ ) = 1, bukan beban kritis sebenarnya

$C_m$  = faktor modifikasi momen, memperhitungkan distribusi momen yang tak seragam sepanjang kolom, dapat digunakan nilai-nilai sebagai berikut :

1) Kolom tak bergoyang tanpa beban transversal

$$C_m = 0,6 - 0,4\beta_m$$

$\beta_m = (M_{kecil}/M_{besar})$  pada ujung-ujung kolom dengan harga:

(+) : kelengkungan ganda pada kolom

(-) : kelengkungan tunggal pada kolom

2) Kolom tak bergoyang dengan beban transversal

$C_m = 1,0$  : ujung-ujung sendi, dapat berotasi

$C_m = 0,85$  : ujung-ujung jepit, tidak berotasi

→ Faktor amplifikasi momen akibat kelengkungan kolom yang bergoyang ( $\delta_s$ ). Faktor amplifikasi momen akibat goyangan lantai  $\delta_s$  dapat dihitung melalui persamaan berikut :

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\sum H} \left( \frac{\Delta_{oh}}{L} \right)} \geq 1,0$$

atau

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}}} \geq 1,0$$

dimana :

$\sum N_u$  = jumlah gaya aksial tekan terfaktor akibat beban gravitasi dari seluruh kolom pada satu tingkat struktur yang ditinjau

$N_{crs}$  = beban kritis elastic kolom pada arah lentur pada bidang goyangan ( $L/r$ ) dalam arah lentur

$\Delta_{oh}$  = jumlah gaya horizontal antar lantai dari tingkat lantai yang ditinjau

$\sum H$  = jumlah gaya horizontal yang menyebabkan goyangan sebesar  $\Delta_{oh}$  pada tingkat yang ditinjau

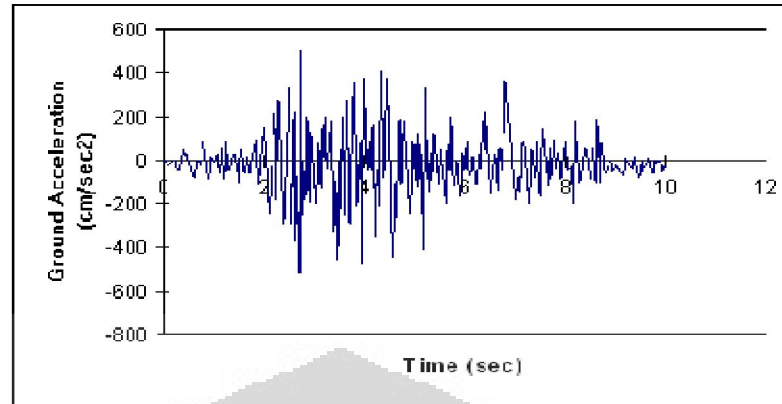
$(\Delta_{oh}/L)$  = indeks simpangan lantai, digunakan sebagai criteria perencanaan bangunan

## 2.6 Analisis Dinamik

Terdapat dua metode dalam analisa dinamik, yaitu metode analisa modal yang diselesaikan dengan metode integrasi langsung yang diselesaikan dengan Analisa Riwayat Waktu (*Time History Analysis*) dan Analisa Ragam Spektrum Respons (*Respons Spectrum Analysis*).

### 2.6.1 Analisis Riwayat Waktu

Suatu cara analisis berupa sebuah daftar waktu dan nilai fungsi yang diasumsikan muncul pada jarak interval yang sama. Selain itu, nilai-nilai fungsi pada fungsi riwayat waktu merupakan nilai-nilai percepatan tanah.



Gambar 2.7 Contoh Hasil Analisis Riwayat Waktu  
Sumber : Farzad Naeim, 2000

### 2.6.2 Analisis Ragam Spektrum Respons

Analisis ragam spektrum respons yaitu suatu cara analisis untuk menentukan respons dinamik struktur gedung yang berperilaku elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa melalui suatu metoda analisis yang dikenal dengan analisis ragam spektrum respons, dimana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai superposisi dari respons dinamik maksimum masing – masing ragamnya yang didapat melalui spektrum respons gempa rencana<sup>8)</sup>.

Analisis ragam spektrum respons merupakan plat respon maksimum (perpindahan, kecepatan, percepatan maksimum sataupun besaran yang diinginkan) dari fungsi beban tertentu untuk semua kemungkinan. Asal mula diperolehnya dari catatan-catatan rekaman gempa (*accelerogram*) pada suatu daerah tertentu. Daerah yang berbeda akan memiliki catatan rekaman gempa yang berbeda, sehingga akan memiliki respon spektra yang berbeda-beda pula.

Spektrum respons hanya dapat menyelesaikan respons struktur yang linier elastis. Jika respons struktur yang terjadi adalah non-linier, maka harus digunakan catatan riwayat waktu. Dari persamaan umum dinamik ditransformasikan dari koordinat kartesius ke koordinat nodal melalui hubungan. Persamaan dinamik yang digunakan adalah<sup>15)</sup>:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

Persamaan di atas dapat diselesaikan dengan

$$u = \Phi_n q_n \quad m\ddot{u} = \Gamma_n m \ddot{\Phi}_n$$

Menghasilkan persamaan modal

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{D}_n + \omega_n^2D_n = -\ddot{u}_g$$

$$A_n = \omega_n^2D_n$$

Dengan modal respons spektrum puncak kontribusi moda ke-n

$$r_{no} = r_n^s A_n$$

Menentukan total respons spektrum puncak, terdapat 3 macam ketentuan kombinasi penentuan jumlah total respons, yaitu:

a. Absolute Sum (ABSSUM)

$$r_0 \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}|$$

Pendekatan total respons puncak dengan cara ini terlalu konservatif, di mana respons puncak yang diberikan relatif cukup besar, sehingga cara ini kurang populer digunakan.

b. Square Root of Sum of Square (SRSS)

$$r_{no} \approx \sqrt{\sum_{n=1}^N r_{no}^2}$$

Ketentuan kombinasi ini dikembangkan oleh E. Rosenblueth's Ph.D (1951) di mana memiliki perhitungan yang baik di dalam menentukan respons apabila struktur yang ditinjau memiliki selisih frekuensi alami (*natural frequencies*) yang cukup nyata terpisah (tidak saling berdekatan). Namun batasan tersebut tidak memberikan kepastian dalam menentukan ketentuan permasalahan. Metode ini dipakai pada peraturan gempa Indonesia.

c. Complete Quadratic Combination (CQC)

$$r_{no} \approx \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no}}$$



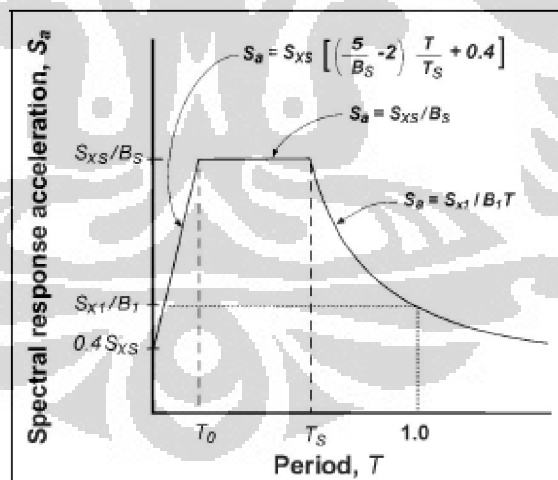
Persamaan di atas dapat diselesaikan dengan

$$\rho_{in} = \frac{8\zeta^2(1 + \beta_{in})\beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta^2\beta_{in}(1 + \beta_{in})^2}$$

$$\beta_{in} = \frac{\omega_i}{\omega_n}$$

Kombinasi ini memiliki kemampuan yang lebih luas terhadap struktur jika dibandingkan dengan batasan ketentuan SRSS. Metode ini memperbolehkan menggunakan CQC untuk selisih waktu getar hampir sama besar dengan batasan selisih 15%.

Salah satu pendekatan untuk memperoleh catatan-catatan percepatan tanah puncak yang sesuai telah dapat dimodifikasi dan mengubah catatan gempa bumi yang nyata dengan bentuk grafik respons spektrum terhadap periode getar. Kurva yang melingkupi spektrum respons dasar diistilahkan sebagai spektrum respons yang diisyaratkan karena menandai syarat batas getaran yang dibuat pada suatu jenis bangunan yang mungkin akan mengalaminya pada suatu daerah selama gempa bumi<sup>14)</sup>.



Gambar 2.8 Grafik Respons Spektrum  
Sumber : FEMA 356

## 2.7 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung, RSNI 03-1726-201X

Standar ini dimaksudkan sebagai pengganti SNI 03-1726-201X dan untuk selanjutnya menjadi persyaratan minimum perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

### 2.7.1 Pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada struktur, pada umumnya dapat digolongkan menjadi 5 (lima) macam<sup>16)</sup>, yakni :

#### a. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian- penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

#### b. Beban Hidup

Beban hidup adalah sesuai beban yang terjadi akibat penghunian/penggunaan suatu gedung dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang merupakan bagian gedung yang tidak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap kedalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekan jatuh (energi kinetik) butiran air. Kedalam beban hidup tidak termasuk beban angin, beban gempa dan beban khusus.

#### c. Beban Angin

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

#### d. Beban Gempa

Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang meneruskan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung

ditentukan berdasarkan suatu analisis dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

Beban gempa nominal yakni beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu dan oleh nilai faktor modifikasi respons struktur. Menurut standar ini, peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur bangunan 50 tahun adalah 2 persen dan gempa yang menyebabkannya disebut gempa rencana (dengan perioda ulang 2500 tahun). Nilai faktor modifikasi respons struktur dapat ditentukan sesuai dengan kebutuhan.

e. **Beban Khusus**

Beban khusus adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari crane, gaya sentripetal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin serta pengaruh-pengaruh khusus lainnya.

### 2.7.2 Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3.  $1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4.  $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
5.  $1,2D + 1,0E + L$
6.  $0,9D + 1,0W$
7.  $0,9D + 1,0E$

Keterangan:

- D* adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan tetap
- L* adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain
- L<sub>r</sub>* 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

### 2.7.3 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 1<sup>8)</sup> pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan.

### 2.7.4 Wilayah Gempa dan Respons Spektrum

Terdapat 2 buah peta Wilayah Gempa, yaitu untuk gempa dengan periode sangat singkat ( $T = 0,2$  detik), dan gempa dengan periode 1 detik ( $T = 1$  detik). Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus dirancang sendiri menggunakan parameter-parameter percepatan yang dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang akan dibangun<sup>8)</sup>.

Berikut ini adalah langkah-langkah membuat respons spektrum disain yang terdapat dalam pasal 6:

- a. Menentukan  $S_s$  dan  $S_1$

$S_s$  merupakan parameter percepatan batuan dasar pada perioda pendek yang diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dengan  $T = 0,2$  detik. Sedangkan  $S_1$  merupakan parameter percepatan batuan dasar

yang diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dengan  $T = 1$  detik.

b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada  $T = 0,2$  detik dan  $T = 1$  detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ).

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai  $S_s$  dan  $S_1$  yang diperoleh di langkah 1, dan dengan tabel 4 dan 5 pada RSNI 03-1726-2010 (pasal 6.2), maka di dapat  $F_a$  dan  $F_v$ .

Tabel 2.1 Koefisien Situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

Sumber : RSNI 03-1726-201x

Tabel 2.1 Koefisien Situs  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	$SS^b$				

Sumber : RSNI 03-1726-201x

- c. Menghitung  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$

$S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  (parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek dan perioda 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_S \qquad S_{M1} = F_v S_1$$

- d. Menghitung parameter percepatan spektral disain

Parameter percepatan spektral disain untuk perioda pendek,  $S_{DS}$  dan perioda 1 detik,  $S_{D1}$ , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

- e. Spektrum respons disain

- i. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan disain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

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

- ii. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , ( $T_0 \leq T \leq T_s$ ) spektrum respons percepatan disain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$  ( $S_a = S_{DS}$ ).

- iii. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$  ( $T \geq T_s$ ), spektrum respons percepatan disain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Keterangan:

$S_{DS}$  adalah parameter respons spektral percepatan disain pada perioda pendek

$S_{D1}$  adalah parameter respons spektral percepatan disain pada perioda 1 detik

$T$  adalah perioda getar fundamental struktur

### 2.7.5 Jenis-Jenis Tanah

Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran kecepatan rambat gelombang geser rata-rata ( $v_s$ ), nilai hasil test penetrasi standar rata-rata ( $N$ ), dan kuat geser niralir rata-rata.

Tabel 2.2 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$V_s$ (m/det)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 – 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras)	350 – 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 – 350	15 – 50	50 - 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
SF (tanah khusus)	Tanah yang memiliki salah satu karakteristik berikut (berpotensi gagal saat gempa, lempung sangat organic, lempung berplastisitas tinggi)		

Sumber : RSNI 03-1726-201x

### 2.7.6 Kategori Gedung

Sesuai pasal 4.1.2 yang menentukan kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung. Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan. Khusus untuk struktur bangunan dengan kategori risiko IV, bila dibutuhkan pintu masuk untuk operasional dari struktur bangunan yang bersebelahan, maka struktur bangunan yang bersebelahan tersebut harus didisain sesuai dengan kategori risiko IV.

Tabel 2.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dengan risiko rendah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan risiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditujukan untuk fasilitas penting	IV

Sumber : RSNI 03-1726-201x

Tabel 2.4 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : RSNI 03-1726-201x

### 2.7.7 Kategori Disain Gempa

Struktur harus memiliki suatu kategori disain seismik yang mengikuti pasal 6.5. Perhitungan perancangan besarnya gaya gempa rencana untuk disain dan analisis perhitungan dinyatakan oleh besarnya gaya geser dasar, ketentuan mengenai syarat kekuatan dan pendetailan tulangan serta fleksibilitas ketidakberaturan bentuk hubungan dan limitasi tinggi tidak lagi ditentukan oleh peta zoning gempa sebagaimana halnya yang telah ditetapkan dalam SNI 03-1726-2002. Pada RSNI 03-1726-201X, ketentuan mengenai hal tersebut di atas telah tergantikan oleh kriteria perancangan baru yang disebut Kategori Disain Gempa (*Seismic Design Category*) dan dikaitkan dengan Kategori Hunian.

Tabel 2.5 Kategori Disain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

Sumber : RSNI 03-1726-201x

Tabel 2.6 Kategori Disain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai $S_1$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} \leq 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} \leq 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : RSNI 03-1726-201x



### 2.7.8 Gaya Geser Dasar Gempa dan Beban Lateral Gempa

Sesuai pasal 7.8, gaya dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W$$

Keterangan :

$C_s$  : koefisien respons seismik

$W$  : berat seismik efektif

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung di atas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka

$C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Keterangan :

$S_{DS}$  : parameter percepatan spektrum respons disain dalam rentang perioda pendek

$S_{D1}$  : parameter percepatan spektrum respons disain pada perioda 1 detik

$S_1$  : parameter percepatan spektrum respons maksimum yang ditetapkan

$T$  : perioda struktur dasar (detik)

$R$  : faktor modifikasi respons

$I_e$  : faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3, gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Keterangan

$C_{vx}$  : faktor distribusi vertikal

$V$  : gaya lateral disain total

$w_i$  dan  $w_x$  : bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  : tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$

$k$  : eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4, gaya tingkat disain gempa di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i$$

Keterangan

$F_i$  : bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat  $i$ .

### 2.7.9 Waktu Getar Alami Fundamental

Sesuai pasal 7.8.2, perioda struktur fundamental,  $T$ , yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Perioda fundamental,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung ( $C_u$ ) dan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ). Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental,  $T$ , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung sesuai dengan persamaan berikut<sup>8)</sup>:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Keterangan

$h_n$ : ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

Tabel 2.7 Nilai Parameter Perioda Pendekatan  $C_t$  Dan  $X$

Tipe struktur	$C_t$	$X$
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : RSNI 03-1726-201x

Tabel 2.8 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral disain pada 1 detik	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : RSNI 03-1726-201x

## 2.8 Analisis Beban Dorong Statik (*static pushover analysis*)

Analisis beban dorong statik yaitu suatu cara analisis statik 2 dimensi atau 3 dimensi non-linier, di mana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan dianggap sebagai beban – beban statik yang menangkap pada pusat – pusat massa, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur – angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut, struktur bangunan mengalami perubahan bentuk elasto-plastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan<sup>8)</sup>. Pada proses *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 non-linier. Kurva *pushover* dipengaruhi oleh pola distribusi gaya lateral yang digunakan sebagai beban dorong. Tujuan analisa *pushover* adalah untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta untuk memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis.

Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailan atau stabilitasnya<sup>18)</sup>.

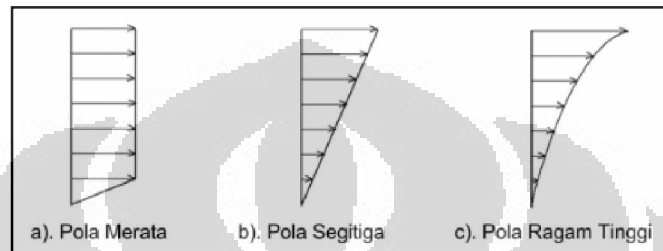
Sendi plastis terus berlangsung hingga batas deformasi pada struktur tercapai. Tahapan dari analisis beban dorong statik adalah sebagai berikut<sup>18)</sup>:

- a. Menentukan titik kontrol untuk memonitor besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
- b. 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.
- c. Estimasi besarnya perpindahan lateral saat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, yang mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.
- d. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan : merupakan hal utama dari perencanaan berbasis kinerja.

Hasil analisa *pushover* masih berupa suatu pendekatan, karena bagaimanapun perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik melalui suatu siklus tertentu, sedangkan sifat pembebanan pada analisa *pushover* adalah statik monotonik. Pemilihan pola beban lateral yang digunakan dalam analisa adalah sangat penting. Untuk membuat model analisa nonlinier akan lebih rumit dibanding model analisa linier. Model tersebut harus memperhitungkan karakteristik inelastik beban-deformasi dari elemen-elemen yang penting dan efek  $P-\Delta$ .

### 2.8.1 Pola Beban Dorong

Distribusi gaya inersia yang berpengaruh saat gempa, akan bervariasi secara kompleks sepanjang tinggi bangunan. Oleh karena itu, analisa beban dorong statik memerlukan berbagai kombinasi pola distribusi yang berbeda untuk menangkap kondisi yang paling ekstrim untuk perencanaan<sup>18)</sup>. Bentuk distribusi yang relatif sederhana disampaikan dalam gambar berikut :



Gambar 2.9 Variasi Pola Distribusi Pembebanan Lateral (dari FEMA 273)

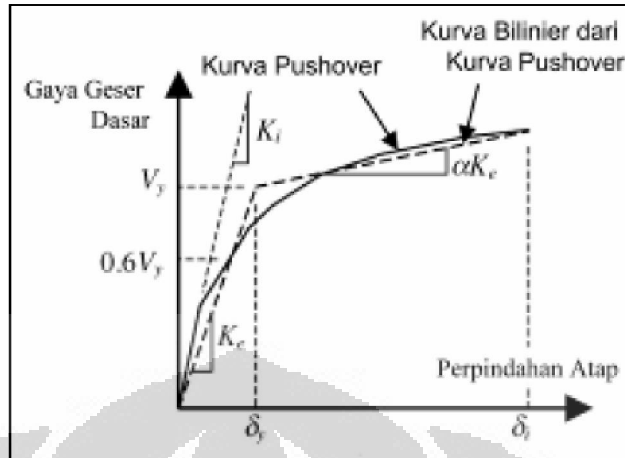
Sumber : Wiryanto, 2006

Beban lateral harus diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan diaphragm lantai. Untuk keseluruhan analisis sedikitnya dua pola beban lateral harus diberikan<sup>19)</sup> yaitu :

- Sama dengan pola ragam fundamental pada arah yang ditinjau bilamana sedikitnya 75% massa dapat diantisipasi pada ragam tersebut.
- Pola kedua adalah distribusi merata sesuai dengan proporsi total massa pada lantai.

### 2.8.2 Waktu Getar Alami Efektif

Analisa eigen-value untuk waktu getar alami bangunan penting untuk mengetahui estimasi besarnya gaya gempa pada bangunan tersebut dan dilaksanakan berdasarkan data-data linier, padahal saat gempa kondisinya sudah berbeda, yaitu berperilaku in-elastis. Oleh karena itu waktu getar alami bangunan saat gempa berbeda dengan hasil analisa eigen-value. Untuk mendapatkan waktu getar alami efektif saat in-elastis,  $T_e$ , diperoleh dengan kurva hasil analisa *pushover*.<sup>19)</sup>



Gambar 2.10 Parameter Waktu Getar Fundamental Efektif dari Kurva *Pushover*  
Sumber : Wiryanto, 2006

Untuk itu, kurva *pushover* diubah 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<sup>19)</sup>. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastik ( $K_e$ ) dan kondisi in-elastis ( $\alpha K_e$ ), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif,  $T_e$  dihitung sebagai :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

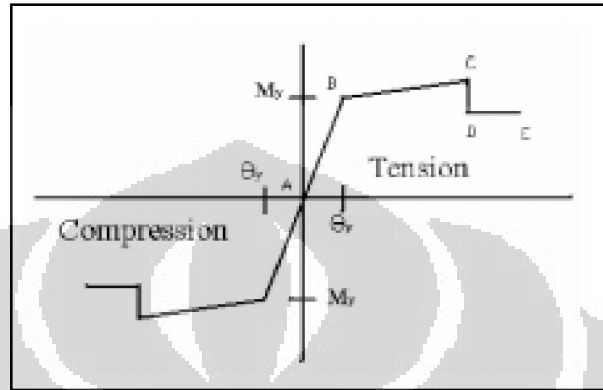
dimana  $T_i$  dan  $K_i$  adalah perioda alami awal elastik (dalam detik) dan kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau.

### 2.8.3 Sendi Plastis

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier force-displacement dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa lokasi berbeda di sepanjang bentang balok atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada elemen<sup>18)</sup>.

Setiap langkah pemberian beban diberikan skema perubahan kondisi struktur. Analisis *pushover* menunjukkan terjadinya sendi plastis pada setiap tahapan peningkatan beban. Pada saat awal sendi plastis belum terbentuk, itu merupakan kondisi awal sebelum struktur dibebani gaya gempa. Kemudian

setelah pemberian gaya gempa statik ekuivalen dinaikkan pada proses pushover, maka akan mulai terbentuk sendi plastis. Terbentuknya sendi plastis juga menunjukkan simulasi mekanisme keruntuhan yang akan terjadi pada struktur<sup>12)</sup>.



Gambar 2.11 Properti sendi default-PMM dan default-M3  
Sumber : Dzahab Ali, 2010

#### 2.8.4 Target Perpindahan

Gaya dan deformasi setiap komponen / elemen dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di titik kontrol yang disebut sebagai “target perpindahan” dengan notasi  $\delta_t$  dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana<sup>19)</sup>.

Dalam menentukan target perpindahan terdapat beberapa metode yang digunakan, antara lain<sup>18)</sup>:

##### 1. Koefisien Perpindahan (FEMA 273)

Merupakan metoda utama yang terdapat dalam FEMA 273/356 untuk prosedur statik nonlinier. 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”,  $\delta_T$ . Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif,  $T_e$ , yang memperhitungkan kondisi inelastis bangunan<sup>18)</sup>.

Waktu getar alami efektif mencerminkan kekakuan linier dari sistem SDOF ekuivalen. Jika di-plot-kan pada spektrum respons elastis akan menunjukkan percepatan gerakan tanah pada saat gempa yaitu akselerasi puncak,  $S_a$ , versus waktu getar,  $T$ .

Redaman yang digunakan selalu 5% yang mewakili level yang diharapkan terjadi pada struktur yang mempunyai respons pada daerah elastis. Puncak perpindahan spektra elastis,  $S_d$ , berhubungan langsung dengan akselerasi spektra,  $S_a$ , dengan hubungan berikut:

$$S_d = \frac{T_g^4}{4\pi^2} S_a$$

Selanjutnya target perpindahan pada titik kontrol  $\delta T$ , ditentukan sebagai berikut (FEMA 273/356):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left( \frac{T_g}{2\pi} \right)^2$$

dengan:

$\delta_t$  = target peralihan

$T_e$  = waktu getar alami efektif

$C_0$  = faktor modifikasi untuk mengkonversi *spectral displacement* struktur SDOF ekuivalen menjadi *roof displacement* struktur sistem MDOF, sesuai FEMA 356.

$C_1$  = faktor modifikasi untuk menghubungkan peralihan inelastik maksimum dengan peralihan respons elastik linier. Nilai  $C_1 = 1,0$  untuk  $T_e \geq T_s$  dan untuk  $T_e < T_s$ :

$$C_1 = \frac{\left[ 1 + (R - 1) \frac{T_s}{T_g} \right]}{R}$$

$C_2$  = faktor modifikasi untuk memperlihatkan *pinched hysteresis shape*, degradasi kekakuan dan penurunan kekuatan pada respon peralihan maksimum, sesuai FEMA 356.

$C_3$  = faktor modifikasi untuk memperlihatkan kenaikan peralihan akibat efek  $P-\Delta$ . Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif maka  $C_3 = 1,0$ . Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif,  $R$  adalah strength ratio, besarnya dapat dihitung dengan persamaan:

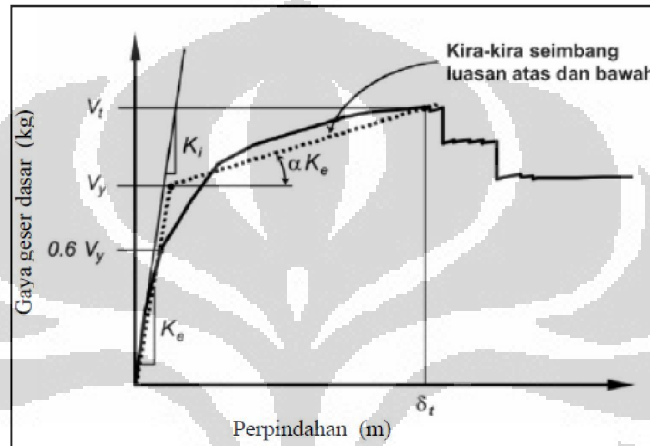
$$R = \frac{S_a}{\frac{v_y}{W}} C_m$$



## 2. Metode Displacement Coefficient FEMA 440

Merupakan metode *displacement coefficient* pada FEMA 356 yang telah dimodifikasi dan diperbaiki. Persamaan yang digunakan untuk menghitung target peralihan tetap sama. Akan tetapi mengalami modifikasi dan perbaikan dalam menghitung faktor C1 dan C2 sebagai berikut:

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{\alpha T_e^2}$$



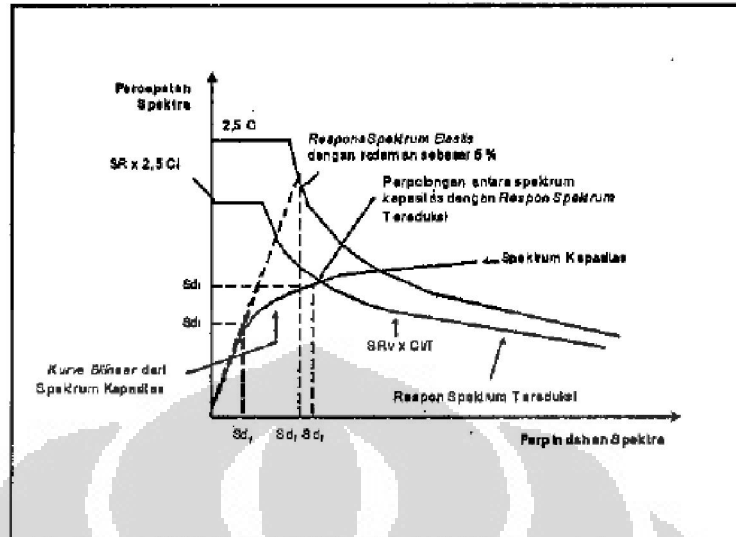
Gambar 2.12 Perilaku Pasca Leleh Sistem Struktur (FEMA 356)

Sumber : Wiryanto, 2006

## 3. Metode Spektrum Kapasitas

Dalam Metoda Spektrum Kapasitas proses dimulai dengan menghasilkan kurva hubungan gaya perpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur. Proses tersebut sama dengan Metode Koefisien Perpindahan, kecuali bahwa hasilnya diplotkan dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*).

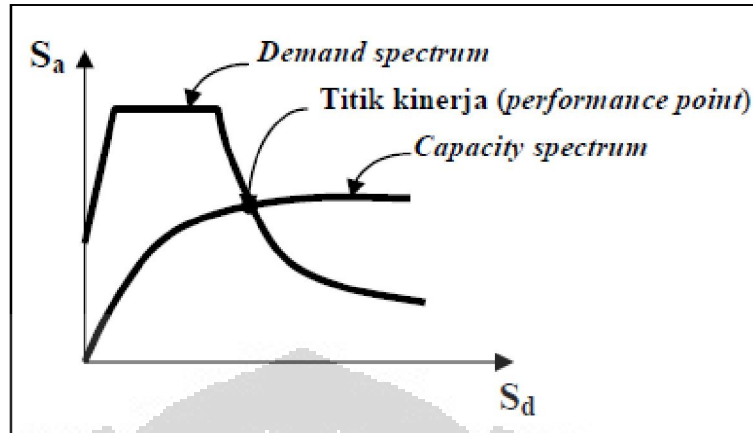
Format tersebut adalah konversi sederhana dari kurva hubungan gaya geser dasar dengan perpindahan lateral titik kontrol dengan menggunakan properti dinamis sistem dan hasilnya disebut sebagai kurva kapasitas struktur. Gerakan tanah (gempa) juga dikonversi ke format ADRS. Hal ini menyebabkan kurva kapasitas dapat di-plot-kan pada sumbu yang sama sebagai gaya gempa perlu. Pada format tersebut waktu getar ditunjukkan sebagai garis radial dari titik pusat sumbu.



Gambar 2.13 Penentuan Titik Kinerja menurut Metode Spektrum Kapasitas  
Sumber : Sumargo, 2008

Waktu getar ekuivalen,  $T_e$ , dianggap sebagai secant waktu getar tepat dimana gerakan tanah gempa perlu yang direduksi karena adanya efek redaman ekuivalen bertemu pada kurva kapasitas. Karena waktu getar ekuivalen dan redaman merupakan fungsi dari perpindahan maka penyelesaian untuk mendapatkan perpindahan inelastik maksimum (titik kinerja) adalah bersifat iteratif. ATC-40 menetapkan batas redaman ekuivalen untuk mengantisipasi adanya penurunan kekuatan dan kekakuan yang bersifat gradual.

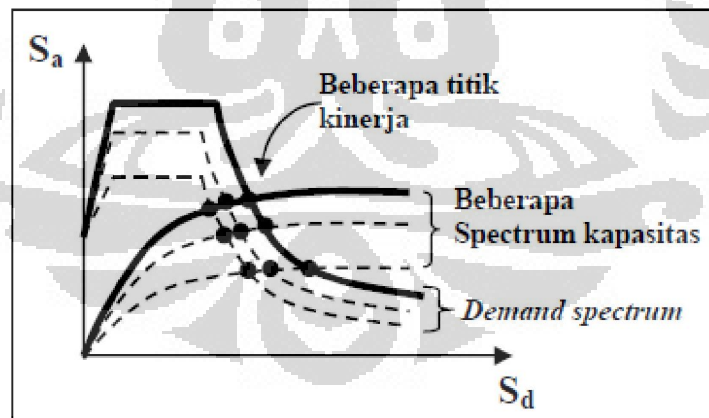
Cara ini telah *built-in* dalam program SAP2000, proses konversi kurva *pushover* ke format ADRS dan kurva respon spektrum yang direduksi dikerjakan otomatis dalam program. Data yang perlu dimasukkan cukup memberikan kurva Respons Spektrum Rencana dengan parameter berikut :



Gambar 2.14 Performance Point pada Capacity Spectrum Method  
Sumber : FEMA 356

Titik kinerja merupakan perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum *demand*. Dengan demikian titik kinerja merupakan representasi dari dua kondisi, yaitu:

- 1). Terletak pada spektrum kapasitas, merupakan representasi kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu
- 2). Terletak pada kurva *demand*, menunjukkan bahwa kekuatan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan.

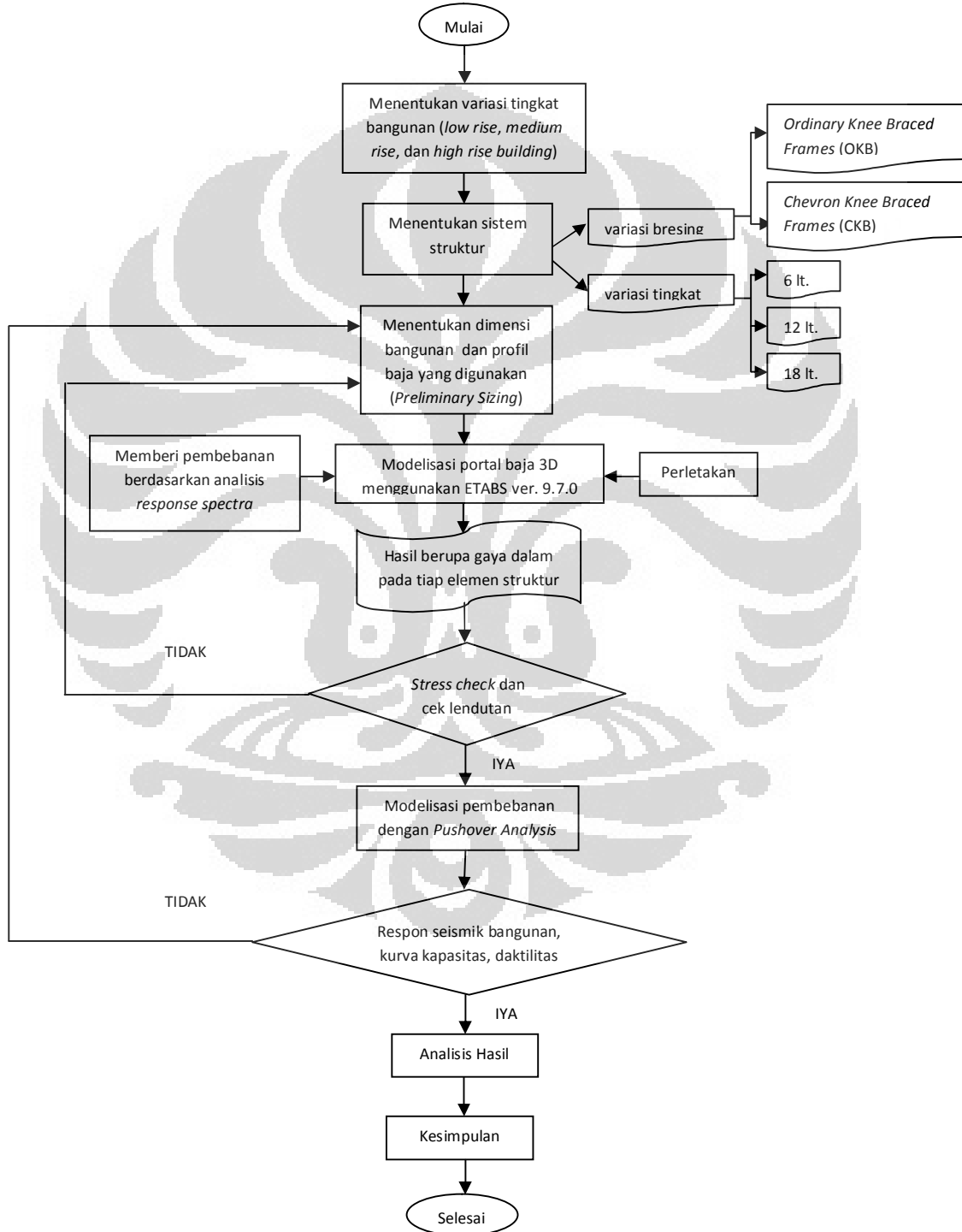


Gambar 2.15 Beberapa titik kinerja dalam satu grafik dalam CSM  
Sumber : FEMA 356

### BAB 3 METODE PENELITIAN

#### 3.1 Skema Penelitian

Pada penelitian ini dilakukan tahapan-tahapan seperti berikut,



Berdasarkan skema penelitian tersebut, tahapan untuk melakukan penelitian dapat dijabarkan sebagai berikut :

1. Menentukan variasi tingkat bangunan

Kategori tinggi bangunan terbagi menjadi 3, yakni *low rise*, *medium rise*, dan *high rise building*. Untuk dapat melihat deformasi akibat beban yang bekerja pada struktur bangunan, maka pemodelan dilakukan pada 3 kategori tersebut. Dengan demikian, dapat dianalisa perbedaan deformasi yang terjadi dan perilaku strukturnya.

2. Menentukan sistem struktur

Pada tahapan ini, peneliti meninjau tipe knee-bresing yang digunakan pada bangunan gedung yaitu CKB dan OKB. Kemudian masing - masing sistem struktur tersebut akan dimodelkan dalam 3 kategori tinggi bangunan.

3. Menentukan dimensi bangunan dan profil baja yang digunakan

Tahapan ini merupakan *preliminary sizing*. Dimensi profil ditentukan berdasarkan *trial and error* serta studi literatur dari berbagai jurnal mengenai bangunan tinggi yang terbuat dari baja. Dalam jurnal tersebut disebutkan menggunakan dimensi profil tertentu, sehingga untuk penelitian ini dimensi profil disesuaikan.

4. Modelisasi portal baja 3D menggunakan ETABS 9.7

Untuk modelisasi struktur, diperlukan dimensi profil dan data material baja yang digunakan. Selain itu, dilakukan pembebanan dengan memasukkan beban gempa dan beban gravitasi. Sedangkan untuk beban berat sendiri profil sudah dihitung secara otomatis dengan cara memasukan spesifikasi profil berupa jenis profil, dimensi profil, berat profil, dll pada *frame properties* di ETABS ver. 9.7.0

5. Melakukan *stress check*

Setelah melakukan modelisasi, maka didapatkan hasil berupa gaya dalam pada tiap elemen struktur. Kemudian, dilakukan *stress check* untuk mengecek tegangan izin profil yang digunakan melebihi tegangan izin atau tidak. Setelah itu, dilakukan pengecekan lendutan pada profil yang digunakan melebihi lendutan izin atau tidak.

Jika tegangan dan lendutan yang terjadi masih dalam batas izin, maka melakukan modelisasi pembebanan dengan *pushover analysis*. Namun, jika melebihi tegangan dan lendutan yang diizinkan, maka kembali ke tahapan dimana harus mengubah spesifikasi profil baja yang digunakan hingga tahapan *stress check*. Tahapan seperti ini terus dilakukan hingga tegangan dan lendutan yang terjadi masih dalam batas izin.

6. Modelisasi pembebanan dengan *pushover analysis*

Jika tegangan dan lendutan yang terjadi masih dalam batas izin, maka tahapan selanjutnya yakni melakukan modelisasi pembebanan dengan analisis beban dorong statik (*pushover analysis*). Tahapan dalam melakukan analisis ini yakni pertama menentukan sendi plastis pada elemen kolom, balok, bresing, dan *knee*. Selanjutnya menentukan beban lateral dalam arah x maupun y serta target perpindahan masing – masing model. Setelah itu, didapatkan kurva kapasitas (hubungan beban-perpindahan) yang menjadi tolak ukur apakah beban gempa minimum masih dalam batas kinerja *Life Safety* (LS) atau tidak. Hasil lain yang menjadi parameter modelisasi yakni mekanisme keruntuhan struktur dalam memenuhi target urutan kegagalan yang diharapkan. Sehingga, apabila model tidak memenuhi beberapa parameter tersebut, maka dilakukan desain ulang profil yang digunakan.

7. Menganalisis hasil

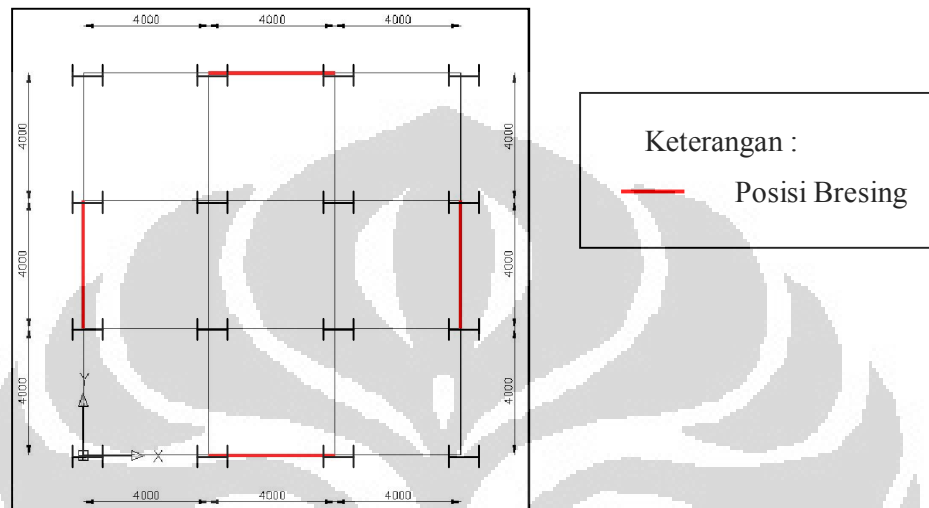
Setelah pemodelan menggunakan analisis *pushover* selesai, maka dilakukan analisis kinerja struktur CKB dan OKB. Masing – masing struktur tersebut telah dimodelkan dalam 3 variasi tingkat. Selanjutnya menganalisis apa saja kelebihan dan kekurangan tipe *knee* bresing pada OKB dan CKB.

### 3.2 Data Perencanaan

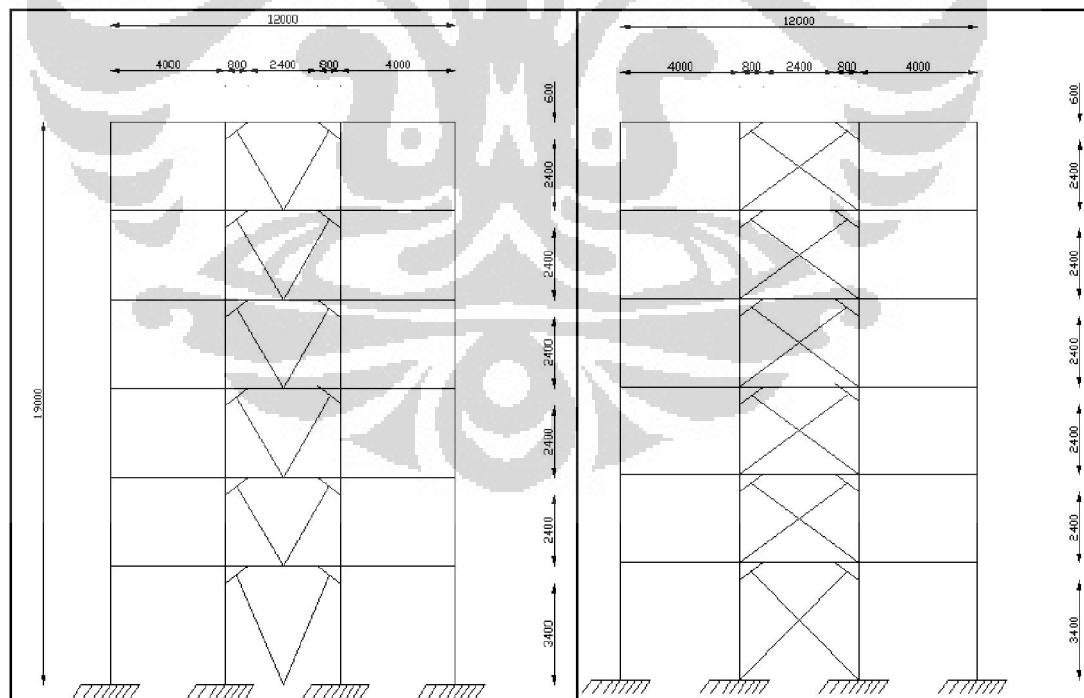
Struktur yang akan diteliti lebih lanjut adalah bangunan portal baja 2D yang dimodelkan dalam program ETABS 9.7. Berikut adalah spesifikasi struktur tersebut.

### 3.2.1 Dimensi Struktur

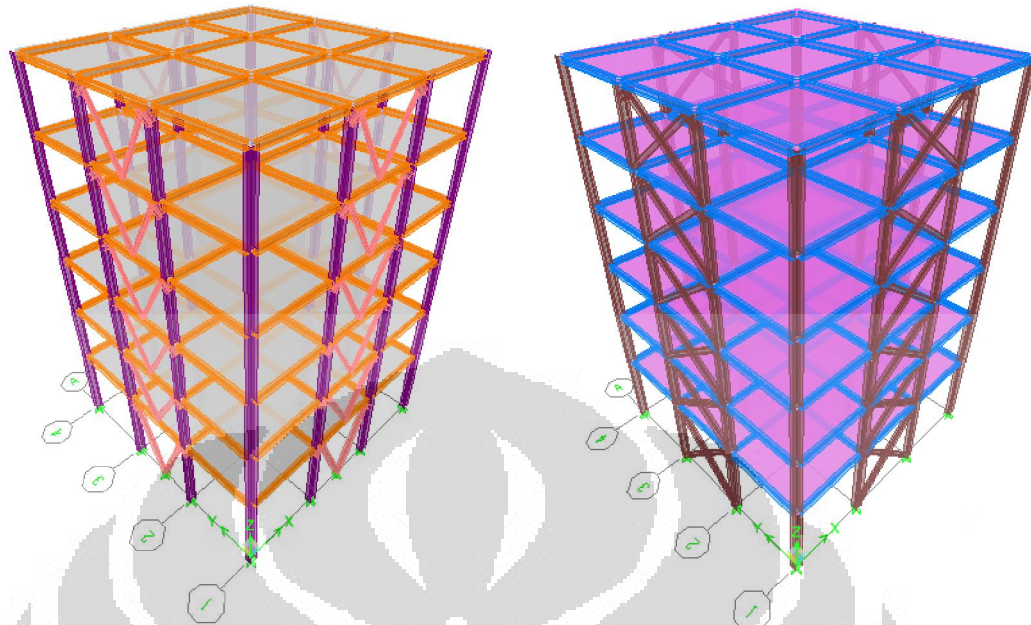
Pemodelan struktur ini dirancang untuk bangunan gedung yang terdiri dari 3 bentang (*bays*) dengan masing – masing panjang sebesar 4 m. Berikut adalah denah posisi bresing pada bangunan.



Gambar 3.1 Denah posisi bresing OKB dan CKB pada bangunan  
 Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 3.2 Detail dimensi bresing OKB dan CKB pada struktur portal (mm)  
 Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 3.3 Pemodelan bresing pada struktur menggunakan ETABS ver. 9.7.0  
Sumber : Olahan Sendiri

Portal yang menggunakan bresing baik OKB maupun CKB diletakkan pada sisi terluar bangunan dimana bresing tersebut diletakkan pada bentang ke-2. Sedangkan bentang lainnya merupakan portal baja tanpa bresing. Semua elemen menggunakan profil WF. Elemen kolom memiliki sumbu lemah pada arah-y, sedangkan sumbu kuat pada arah-x.

Kemudian perletakkan yang digunakan yaitu perletakkan jepit. Berikut ini adalah dimensi profil yang digunakan dalam pemodelan beserta dimensi letak posisi *knee*.



Tabel 3.1 Dimensi Profil yang digunakan (inchi)

Elemen	Lantai	Dimensi		
		6 LT	12 LT	18 LT
<i>Kolom</i>	1 s/d 3	WF 12 x 170	WF 24 x 229	WF 30 x 261
	4 s/d 6	WF 12 x 120	WF 24 x 162	WF 30 x 211
	7 s/d 9	-	WF 18 x 142	WF 30 x 173
	10 s/d 12	-	WF 14 x 98	WF 24 x 131
	13 s/d 15	-	-	WF 24 x 84
	16 s/d 18	-	-	WF 21 x 44
<i>Balok</i>	1 s/d 3	WF 10 x 100	WF 14 x 34	WF 21 x 44
	4 s/d 6	WF 10 x 88	WF 14 x 34	WF 21 x 44
	7 s/d 9	-	WF 14 x 34	WF 21 x 44
	10 s/d 12	-	WF 14 x 34	WF 21 x 44
	13 s/d 15	-	-	WF 21 x 44
	16 s/d 18	-	-	WF 21 x 44
<i>Knee</i>	1 s/d 3	WF 10 x 67	WF 14 x 109	WF 21 x 44
	4 s/d 6	WF 10 x 39	WF 14 x 99	WF 21 x 44
	7 s/d 9	-	WF 14 x 90	WF 21 x 44
	10 s/d 12	-	WF 14 x 82	WF 21 x 44
	13 s/d 15	-	-	WF 21 x 44
	16 s/d 18	-	-	WF 21 x 44
<i>Bresing</i>	1 s/d 3	WF 8 x 67	WF 10 x 45	WF 18 x 55
	4 s/d 6	WF 6 x 25	WF 10 x 39	WF 10 x 22
	7 s/d 9	-	WF 6 x 20	WF 5 x 19
	10 s/d 12	-	WF 6 x 15	WF 5 x 19
	13 s/d 15	-	-	WF 5 x 19
	16 s/d 18	-	-	WF 6 x 9

Sumber : Olahan Sendiri

Berikut ini adalah spesifikasi dari tiap elemen,

Tabel 3.2 Panjang Elemen Knee dan Bresing

Lantai	<i>Knee</i>				Bresing diagonal (m)	
	h (m)	H (m)	b (m)	B (m)	CKB	OKB
1	0.8	4	0.8	4	4.11825206	5.0911688
2 s/d 3	0.6	3	0.8	4	3.36005952	4.5
4 s/d 6	0.6	3	0.8	4	3.36005952	4.5
7 s/d 9	0.6	3	0.8	4	3.36005952	4.5
10 s/d 12	0.6	3	0.8	4	3.36005952	4.5
13 s/d 15	0.6	3	0.8	4	3.36005952	4.5
16 s/d 18	0.6	3	0.8	4	3.36005952	4.5

Sumber : Olahan Sendiri

### 3.2.2 Material Bangunan

Material yang digunakan yaitu baja A36 dengan spesifikasi sebagai berikut :

- ◆ Modulus elastisitas (E) : 29000 ksi
- ◆ *Poisson ratio* ( $\mu$ ) : 0,3
- ◆ Tegangan leleh ( $\sigma_y$ ) : 36 ksi
- ◆ Tegangan putus ( $f_u$ ) : 58 ksi

Kemudian untuk pelat lantai terbuat dari beton mutu K-350 dengan spesifikasi sebagai berikut :

- ◆ Kuat Tekan ( $f_c'$ ) : 25 Mpa
- ◆ Modulus Elastisitas ( $E_c$ ) :  $4700\sqrt{f_c'} = 27805575$  Mpa
- ◆ Berat Jenis ( $\rho$ ) : 2400 kg/m<sup>3</sup>

### 3.2.3 Pembebanan

#### a. Beban Struktur

##### **Beban mati**

Beban mati terdiri dari berat sendiri beton yaitu 24 kN/m<sup>3</sup> dan berat sendiri baja yakni 78,5 kN/m<sup>3</sup>. Berat sendiri profil dihitung menggunakan software ETABS ver. 9.7.0. Selain itu ada beban mati tambahan yang terdiri dari :

- Mortar & penutup lantai = 1,1 kN/m<sup>2</sup>
- MEP = 0,3 kN/m<sup>2</sup>
- Kaca = 10 kg/m' x 0,8 m = 8 kg
- Dinding bata
  - Lantai dasar = 250 kg/m' x 2,2 m = 550 kg  
= 5,5 kN
  - Lantai tipikal = 250 kg/m' x 3,2 m = 800 kg  
= 8 kN
- Partisi dalam = 1 kN/m<sup>2</sup>

Beban mati kaca dan dinding bata merupakan beban garis . Total beban garis pada semua balok untuk lantai dasar yaitu sebesar 8,08 kN, sedangkan untuk lantai tipikal yaitu sebesar 5,58 kN.

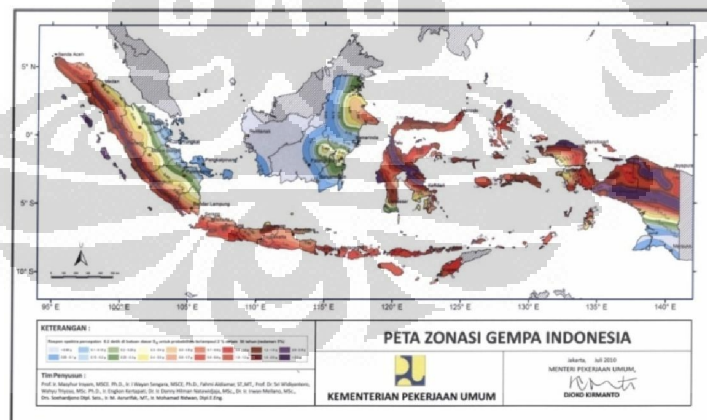
**Beban hidup ( $q_{LL}$ )** = 250 kg/m<sup>2</sup> (setiap lantai)  
= 100 kg/m<sup>2</sup> (lantai atap)

### Beban gempa

Lokasi : DKI Jakarta  
 Jenis Tanah : Tanah Lunak (Kelas situs : SE)  
 Analisis Gempa : *Response Spektrum (CQC)*  
 Kategori Risiko : I (Gedung dengan risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan)  
 Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ ) : 1  
 Koef. Respons ( $R$ ) : 3,5 (Rangka Baja Pemikul Momen Biasa)

Menentukan respons spektrum disain SNI 03-1726-201X

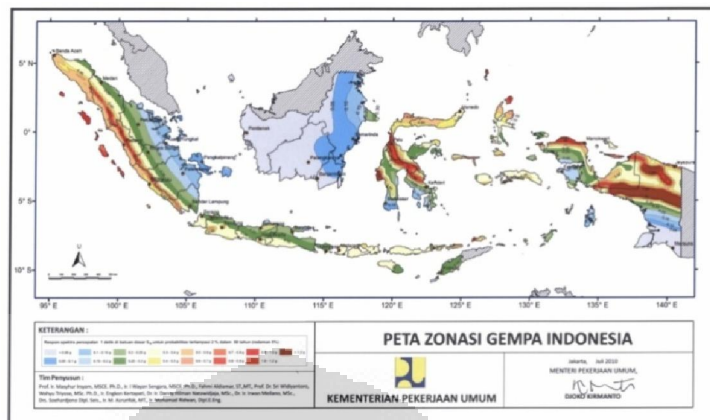
1. Menentukan  $S_s$  dan  $S_1$



Gambar 3.4 Peta gempa dengan perioda ulang 2500 tahun dan  $T = 0,2$  s

Sumber : Tim Revisi Peta Gempa Indonesia, 2010

➔ Dari peta di atas wilayah DKI Jakarta memiliki nilai  $S_s = 0,65$  g



Gambar 3.5 Peta gempa dengan perioda ulang 2500 tahun dan  $T = 1$  s  
Sumber : Tim Revisi Peta Gempa Indonesia, 2010

- Dari peta di atas wilayah DKI Jakarta memiliki nilai  $S_1 = 0,275$  g  
2. Menentukan Koefisien situs ( $F_a$  dan  $F_v$ )

Tabel 3.3 Koefisien situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakann pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Sumber : RSNI 03-1726-201x

Tabel 3.4 Koefisien situs  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakann pada perioda pendek, $T = 1$ detik				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Sumber : RSNI 03-1726-201x

Maka untuk  $S_s = 0,65$  g dan  $S_1 = 0,275$  g dihitung menggunakan interpolasi, sehingga diperoleh:

$$F_a = 1,4$$

$$F_v = 2,9$$

3. Menentukan  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,4 \times 0,65 = 0,91$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2,9 \times 0,275 = 0,7975$$

4. Menentukan  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 2/3 \times 0,91 = 0,6067$$

$$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1} = 2/3 \times 0,7975 = 0,5317$$

5. Menghitung parameter-parameter respons spektrum disain

$$T_o = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,5317}{0,6067} = 0,1753$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,5317}{0,6067} = 0,8764$$

Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_o$ , spektrum respons percepatan disain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

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

Maka untuk  $T = 0$  di dapat nilai  $S_a = 0,24268$

Untuk perioda yang lebih besar dari  $T_s$ ,  $S_a$  berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Nilai  $T$  tidak boleh melebihi nilai  $C_u T_a$ . Jika nilai  $T$  melebihi besar  $C_u T_a$ , maka nilai  $C_u T_a$  yang digunakan.

$$T_a = C_t h_n^x$$

$h_n$ : ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

Tabel 3.5 Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $X$

Tipe struktur	$C_t$	$X$
<b>Rangka baja pemikul momen</b>	<b>0,0724</b>	<b>0,8</b>
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : RSNI 03-1726-201x

Di mana untuk rangka baja pemikul momen nilai  $C_t$  adalah 0,0724 dan nilai  $x$  adalah 0,8. Dan nilai  $C_u$  untuk percepatan respons spektral disain pada 1 detik sebesar 0,4 adalah 1,4. Hasil tersebut didapatkan dari interpolasi. Sehingga diperoleh batasan periode sebagai berikut:

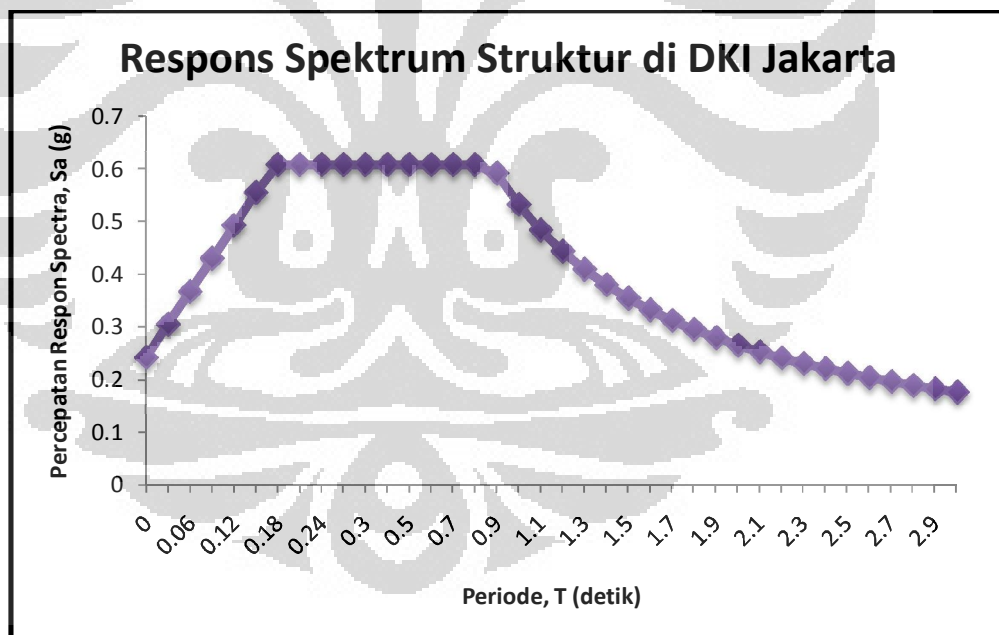
Tabel 3.6 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral disain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : RSNI 03-1726-201x

#### 6. Membuat grafik respons spektrum

Dari data di atas, maka dapat dibuat grafik sebagai berikut:



Gambar 3.6 Respons Spektrum Struktur di Wilayah DKI Jakarta

Sumber : Olahan Sendiri

#### 3.2.4 Pemodelan

Pada gambar dan tabel profil sebelumnya terlihat bahwa dimensi profil semakin mengecil seiring jumlah tingkat bangunan. Perubahan dimensi profil

tersebut diasumsikan setiap 3 lantai. Perubahan dimensi profil berlaku pada kolom, *knee*, bresing dan balok. Namun, tidak semua elemen *knee* dan bresing berbeda setiap 3 lantai. Hal ini diakibatkan tegangan tiap elemen tidak memenuhi pengecekan tegangan (*stress check*). Untuk perhitungan sambungan tidak akan dibahas, namun terbatas pada asumsi pemodelan dimana spesifikasinya sebagai berikut :

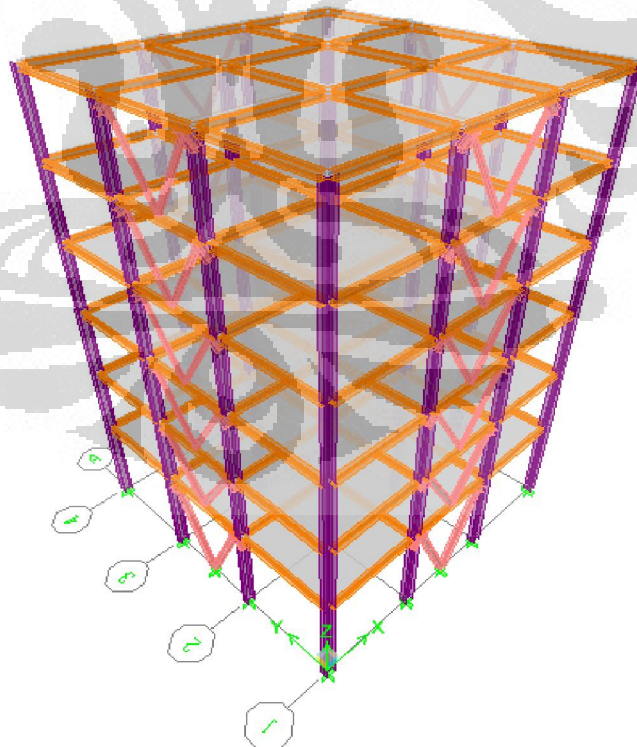
Tabel 3.7 Situasi Sambungan pada Struktur

Sambungan Balok-Kolom	Sambungan ujung dari bresing	Sambungan Knee Balok-Knee Kolom
Pinned	Pinned	Rigid

Sumber : Olahan Sendiri

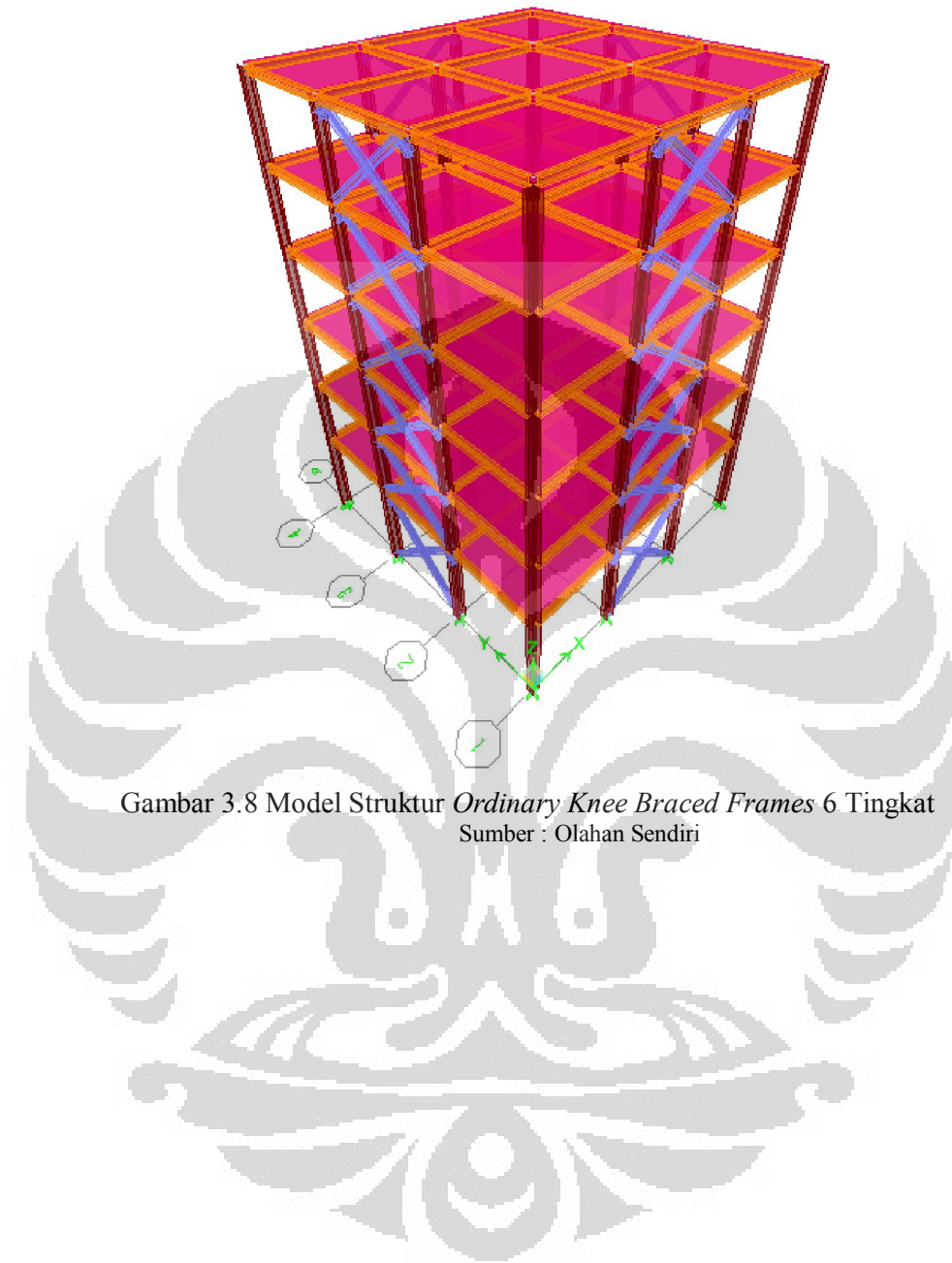
Baik sambungan balok-kolom maupun sambungan dari ujung bresing menggunakan *simple connection*, sedangkan sambungan *knee* balok dan *knee* kolom menggunakan *moment connection*.

Berikut model dari sistem struktur baik *Chevron Knee Braced Frame* maupun *Ordinary Knee Braced Frame*:



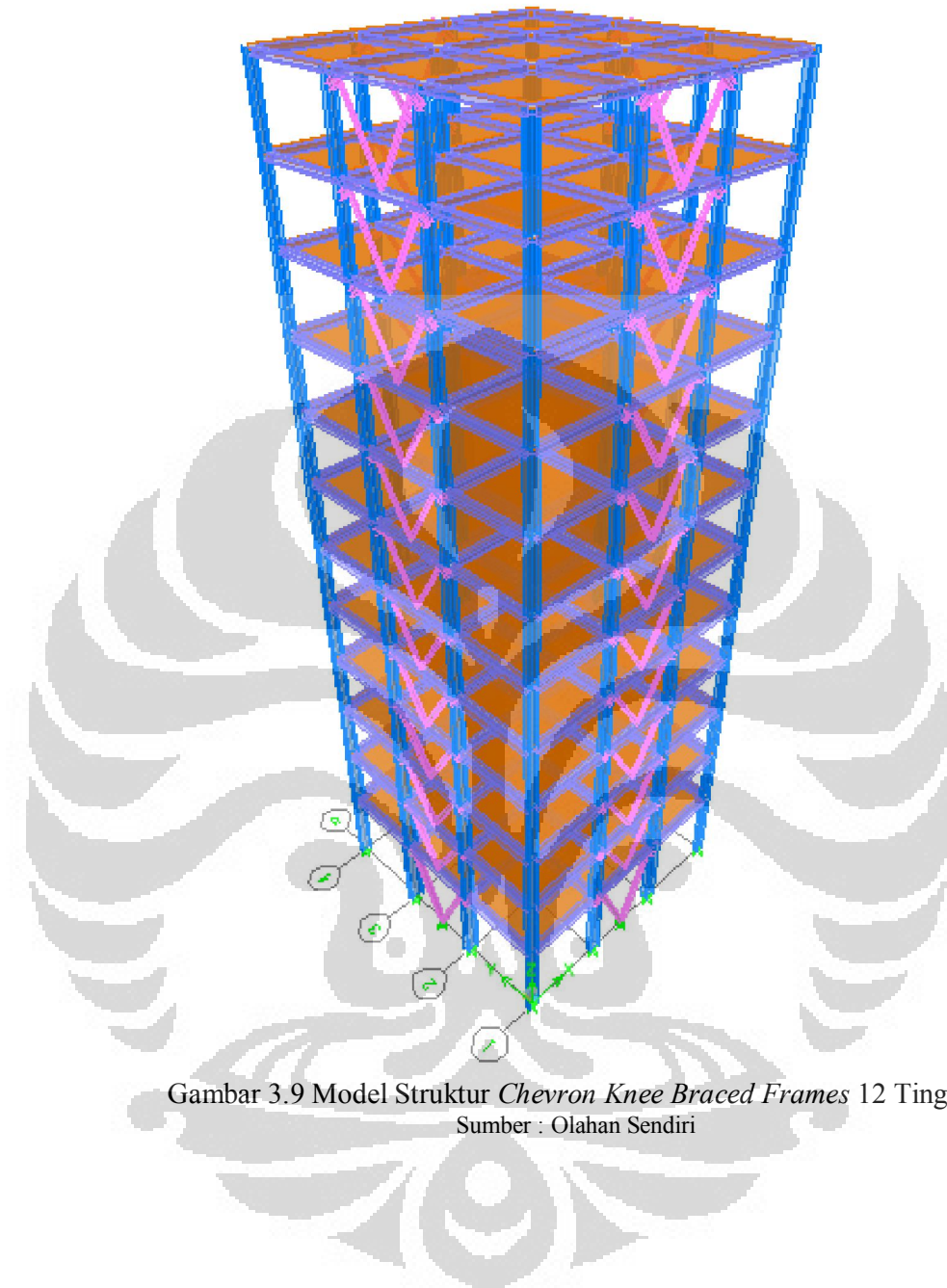
Gambar 3.7 Model Struktur *Chevron Knee Braced Frames* 6 Tingkat

Sumber : Olahan Sendiri

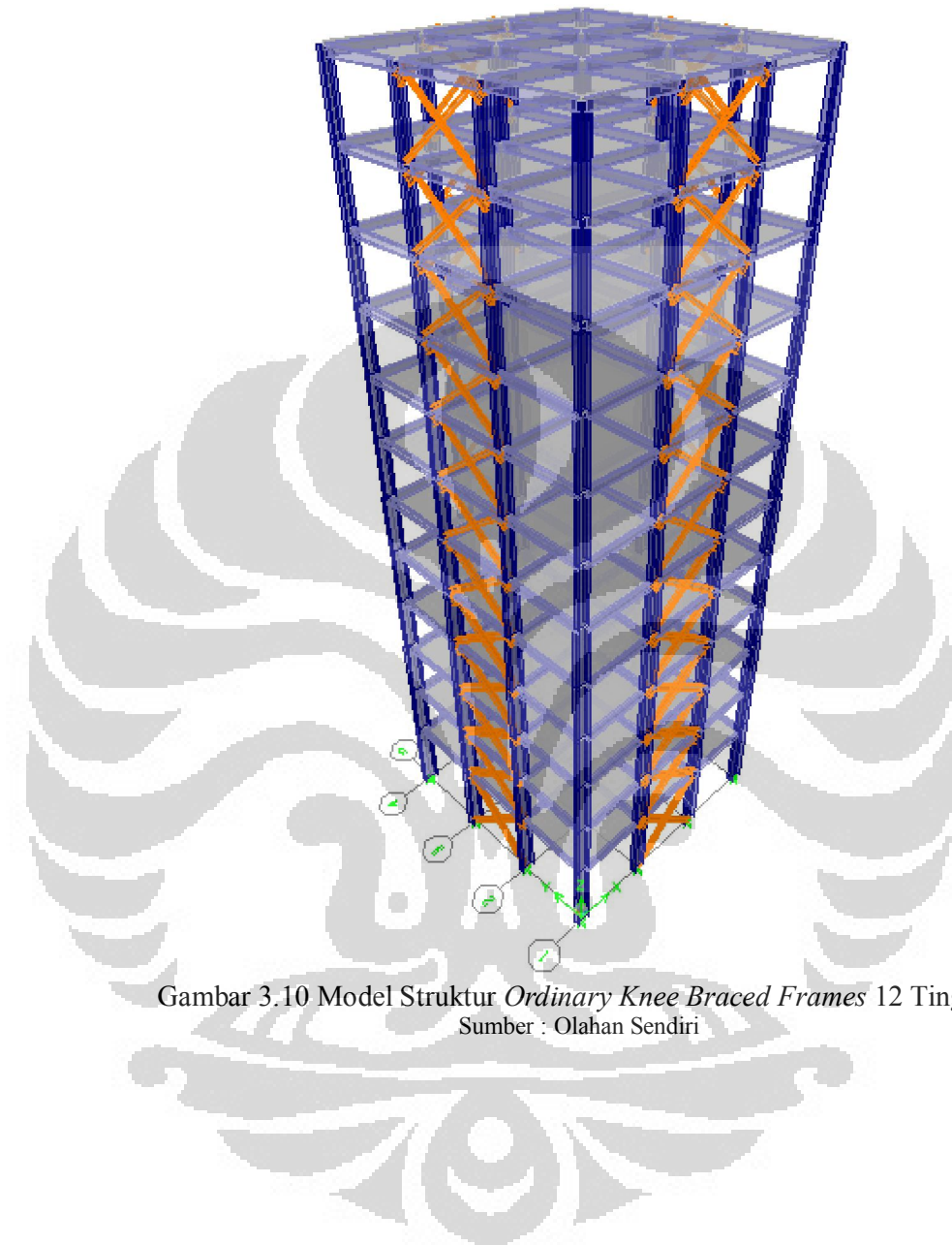


Gambar 3.8 Model Struktur *Ordinary Knee Braced Frames* 6 Tingkat  
Sumber : Olahan Sendiri

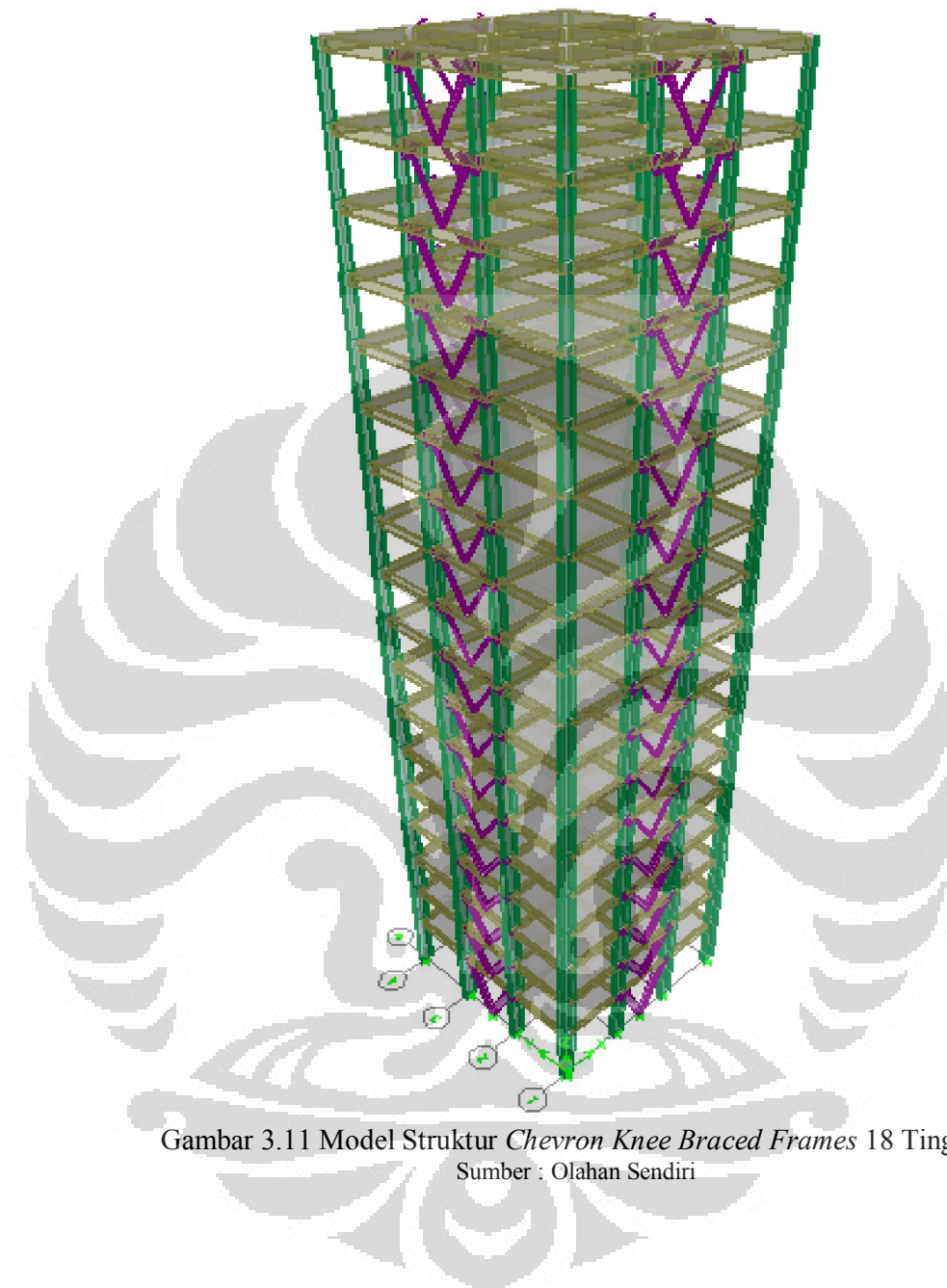




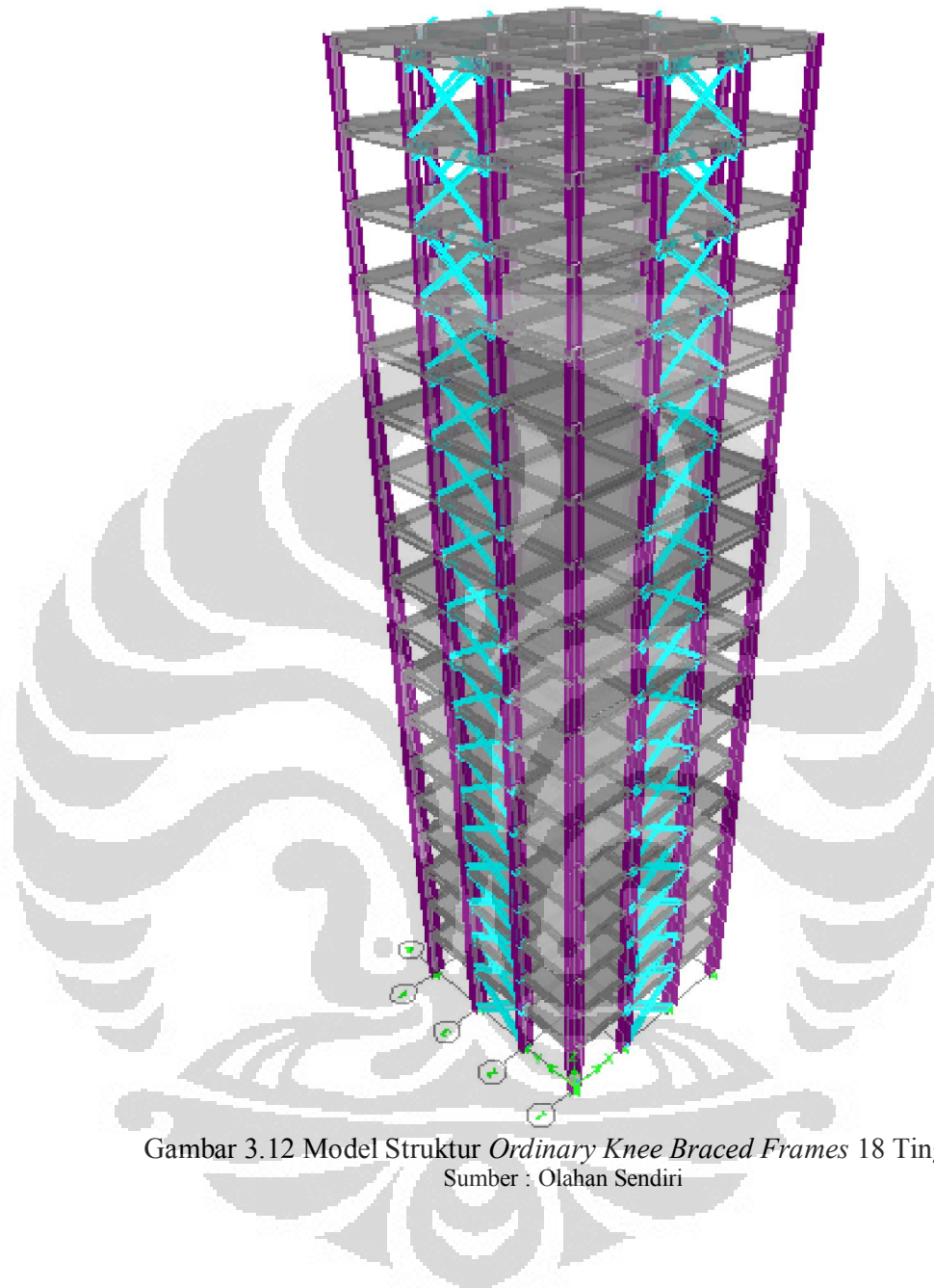
Gambar 3.9 Model Struktur *Chevron Knee Braced Frames* 12 Tingkat  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 3.10 Model Struktur *Ordinary Knee Braced Frames* 12 Tingkat  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 3.11 Model Struktur *Chevron Knee Braced Frames* 18 Tingkat  
Sumber : Olahan Sendiri



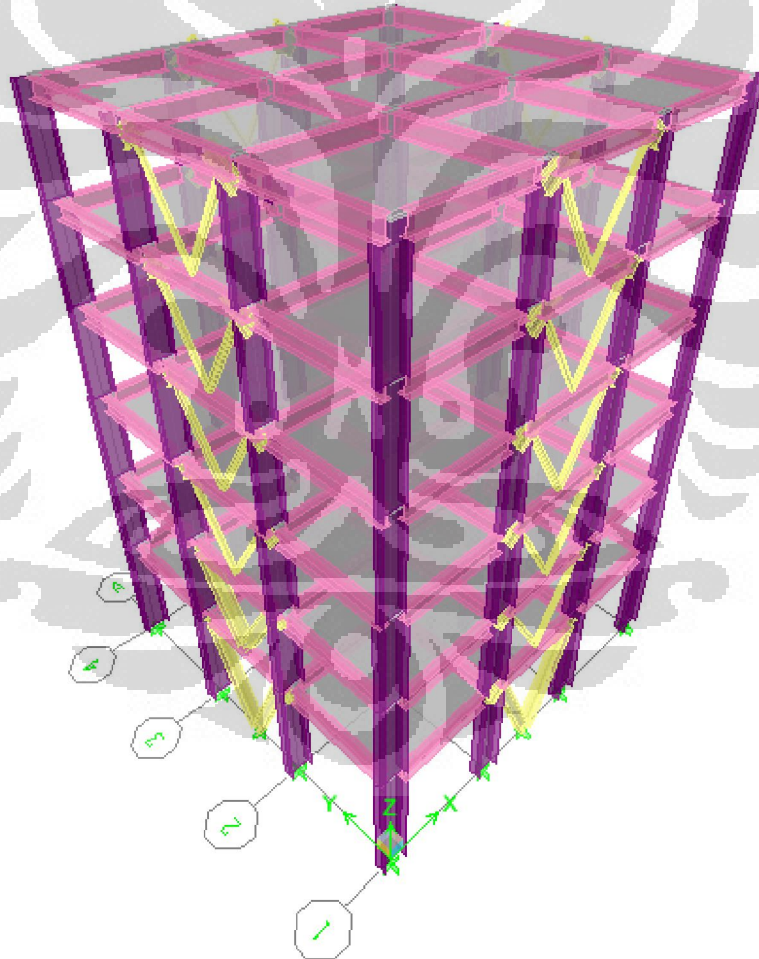
Gambar 3.12 Model Struktur *Ordinary Knee Braced Frames* 18 Tingkat  
Sumber : Olahan Sendiri

## BAB 4

### EVALUASI HASIL ANALISIS STRUKTUR

Parameter yang ditinjau dalam penelitian ini yaitu gaya geser dasar, gaya geser tingkat, momen guling, dan simpangan antar lantai. Untuk mencapai parameter tersebut maka dilakukan modelisasi dengan menggunakan *software* ETABS ver. 9.7.0.

Langkah yang dilakukan yaitu melakukan pembebanan pada struktur secara 3D dengan memasukkan beban gravitasi serta beban gempa yang dikombinasikan dalam bentuk kombinasi beban sesuai peraturan RSNI 03-1726-201X.



Gambar 4.1 Model Struktur CKB 6 Lantai 3D  
Sumber : Olahan Sendiri

#### 4.1 Analisis Gempa dengan RSNI 03-1726-201X

Dalam penelitian ini terdapat 6 model dimana masing – masing struktur dengan variasi tingkat dan variasi bresing yang berbeda. Berikut ini merupakan analisa salah satu model yaitu bangunan gedung 6 lantai dengan struktur CKB. Sedangkan kelima model lainnya akan ditampilkan dalam bentuk perbandingan di lampiran.

Besarnya massa tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik serta pusat massa dan kekakuan, berikut ini :

Tabel 4.1 Besar Massa, Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai (ton-m)

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY6	122.235	122.235	6	6	6	6
STORY5	179.94	179.94	6	6	6	6
STORY4	173.821	173.821	6	6	6	6
STORY3	177.409	177.409	6	6	6	6
STORY2	180.01	180.01	6	6	6	6
STORY1	206.599	206.599	6	6	6	6
$\Sigma$	<b>1040.01</b>	<b>1040.01</b>				

Sumber : Olahan Sendiri

Dari hasil di atas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat terhadap pusat massa (*center of mass*) dan pusat kekakuan (*center of rigidity*) dari tiap lantai relatif sama, maka bangunan ini tidak mengalami eksentrisitas. Untuk model OKB 6 lantai, setelah profil lolos dari tahap stress check dapat dilihat pada lampiran bahwa jumlah massa bangunannya lebih besar daripada model CKB pada jumlah lantai yang sama. Hal itu berlaku juga pada ketinggian 12 dan 18 lantai. Sedangkan untuk pusat massa bernilai sama pada model yang berbeda karena model bangunan kurang lebih termasuk simetris.

Berdasarkan RSNI 03-1726-201X Pasal 7.9.1, jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam harus mencakup partisipasi massa sekurang-kurangnya 90%. Dalam analisis dinamik yang dilakukan, digunakan 10 pola ragam getar, dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar, berikut ini :

Tabel 4.2 Partisipasi Massa (kN-m)

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.67539	0	82.8474	0	82.8474
2	0.62848	80.4513	0	80.4513	82.8474
3	0.46794	0	0	80.4513	82.8474
4	0.23037	0	14.2432	80.4513	97.0907
5	0.2077	15.2683	0	95.7196	97.0907
6	0.15851	0	0	95.7196	97.0907
7	0.12555	0	1.8966	95.7196	98.9873
8	0.11113	2.6904	0	98.41	98.9873
9	0.09286	0	0.7975	98.41	99.7848
10	0.08627	0	0	98.41	99.7848
11	0.07826	1.1835	0	99.5935	99.7848
12	0.07534	0	0.1257	99.5935	99.9106

Sumber : Olahan Sendiri

Dari tabel diatas terlihat bahwa 90% massa sudah tercakup dalam 5 mode pertama untuk arah-X (SumUX-5) dan 4 mode pertama untuk arah-Y (SumUY-4). Hal ini berlaku juga pada model OKB dengan lantai yang sama. Terlihat bahwa periode getar bangunan CKB lebih besar daripada OKB. Hal ini menunjukkan bahwa struktur CKB lebih fleksibel dan daktail dibandingkan struktur OKB.

Sesuai RSNI 03-1726-201X Pasal 7.5.4 untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, dalam analisis dinamik yang dilakukan ini, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus nya, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Dari penggunaan program ETABS ver. 9.7.0 dapat disimulasikan sesuai kombinasi yang diberikan, berikut ini :

Tabel 4.3 Gaya Dinamik Pada Tiap Lantai Akibat Gempa Arah-X (kN-m)

Story	Load	VX	VY	MX	MY
STORY6	EX	316.33	0	0	952.067
STORY5	EX	697.42	0	0	3049.37
STORY4	EX	977.24	0	0	5977.41
STORY3	EX	1187.51	0	0	9506
STORY2	EX	1347.03	0	0	13487.4
STORY1	EX	1458.24	0	0	19230.1

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.4 Gaya Dinamik Pada Tiap Lantai Akibat Gempa Arah-Y (kN-m)

Story	Load	VX	VY	MX	MY
STORY6	EY	0	311.35	937.329	0
STORY5	EY	0	696.2	3034.1	0
STORY4	EY	0	983.43	5988.77	0
STORY3	EY	0	1199.6	9564.19	0
STORY2	EY	0	1368.35	13622.4	0
STORY1	EY	0	1496.61	19541.7	0

Sumber : Olahan Sendiri

Sesuai RSNI 03-1726-201X Pasal 7.9.4.1 Nilai gaya geser dasar hasil analisis struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama, dimana dalam hal ini gaya geser dasar nominal ialah 0,85 kali gaya geser dasar ragam pertama.

- Untuk struktur *Chevron Knee Braced Frame* dengan jumlah tingkat 6 buah, dari ETABS ver. 9.7.0 di dapat data sebagai berikut:

Periode Getar Fundamental		
Mode 1 (arah Y)	0.675389	detik
Mode 2 (arah X)	0.628482	detik

- Periode struktur program ( $T_c$ )
- Massa total bangunan ( $W_t$ ) = 1040,01 kN
- Pengecekan periode struktur

Syarat penentuan periode struktur:

- $T_c > C_u T_a$  → gunakan  $T = C_u T_a$
- $T_a < T_c < C_u T_a$  → gunakan  $T = T_c$
- $T_c < T_a$  → gunakan  $T = T_a$

Jenis struktur yang digunakan yakni :

Rangka baja pemikul momen biasa →  $C_t = 0,0724$  dan  $x = 0,8$

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0724 \times (19)^{0,8} = 0,763381$$

$$\text{Percepatan } SD_1 = 0,531167 \geq 0,4 \rightarrow C_u = 1,4$$

$$C_u T_a = 1,4 \times 0,763381 = 1,068734 \text{ s}$$

$$T < C_u T_a$$

Jadi,  $T$  yang digunakan adalah 0,675389 s.



- Perhitungan koefisien respons seismik,  $C_s$

Untuk wilayah Jakarta dengan kondisi tanah lunak (Kelas situs SE), memiliki data sebagai berikut:

- Parameter respons spektral percepatan gempa

$$S_s = 0,65 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,275 \text{ g}$$

- Parameter percepatan spektral disain

$$S_{DS} = 0,6067 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 0,5317 \text{ g}$$

- Rangka baja pemikul momen biasa  $\rightarrow R = 3,5$
- Bangunan Kategori Risiko I  $\rightarrow I = 1$
- Menghitung koefisien respons seismik

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,5317}{0,6067} = 0,876 \text{ 4}$$

Syarat penentuan  $C_s$

$$\text{a. } T < T_s \rightarrow C_s = \frac{S_{DS}}{R/I}$$

$$\text{b. } T > T_s \rightarrow C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I)}$$

Karena  $T < T_s$ , maka gunakan rumus a, sehingga di dapat nilai  $C_s$  sebagai berikut:

$$C_s = \frac{0,6067 \text{ g}}{3,5/1} = 0,17334 \square$$

- Perhitungan gaya geser dasar respons ragam pertama ( $V_1$ ) yaitu :

$$V_1 = C_s \times W_t = 0,17334 \times 1040,01 = 1768,54 \text{ kN}$$

- Gaya geser dasar nominal :

$$V \geq 0,85V_t$$

$$V_x = V_y = 0,85 \times 1768,54 \text{ kN} = 1503,25 \text{ kN}$$

Gaya lateral tiap lantai (SNI 03-1726-201X Pasal 7.8.3) :

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Berdasarkan perhitungan didapat nilai  $T < CuTa$ . Sehingga, untuk menghitung distribusi gaya lateral diperlukan  $T$  pada masing-masing mode yang berbeda. Hal ini mengakibatkan koefisien  $k$  dan gaya geser statik berbeda pada masing-masing mode. Pada pemodelan ini, mode 1 terjadi pada arah-x dan mode 2 terjadi pada arah-y.

Tabel 4.5 Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Arah-X (kN-m)

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvx	V	Fix	Vix
6	122.235	19	1.06424	3821.03	0.20689	1768.54	365.888	365.88783
5	179.94	16		4802.55	0.26003		459.875	825.76297
4	173.821	13		3711.19	0.20094		355.37	1181.1335
3	177.409	10		2868.76	0.15533		274.702	1455.8356
2	180.01	7		1993.27	0.10792		190.869	1646.7042
1	206.599	4		1272.3	0.06889		121.831	1768.5353
<b>Σ</b>	<b>1040.01</b>			<b>18469.1</b>				

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.6 Distribusi Gaya Lateral Tiap Lantai Arah-Y (kN-m)

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvy	V	Fiy	Viy
6	122.235	19	1.08769	4582.72	0.20751	1768.54	366.981	366.981
5	179.94	16		5789	0.26213		463.579	830.561
4	173.821	13		4448.13	0.20141		356.204	1186.76
3	177.409	10		3418.96	0.15481		273.788	1460.55
2	180.01	7		2356.58	0.10671		188.713	1649.27
1	206.599	4		1489.39	0.06744		119.269	1768.54
<b>Σ</b>	<b>1040.01</b>			<b>22084.8</b>				

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.7 Perbandingan Gaya Geser Dasar Statik dan Dinamik (kN)

Arah	Dinamik	Statik (0,85 V1)
Vtx	1458.24	1503.25
Vty	1496.61	1503.25

Sumber : Olahan Sendiri

Untuk model 12 dan 18 lantai baik struktur CKB maupun OKB memiliki gaya gempa nominal yang semakin besar. Hal ini diakibatkan massa yang dimiliki bangunan semakin besar. Perhitungan yang lebih detail ada di lampiran.

Karena gaya geser dasar statik lebih besar daripada gaya geser dasar dinamik, maka diperlukan faktor skala (*scale up*).

- Faktor skala :

Sesuai RSNI 03-1726-201X Pasal 7.9.4. Gaya geser dasar nominal terhadap 85% dari gaya geser statik didapat faktor skala, dimana untuk pendekatan statiknya diperlukan *scale up* dari perhitungan dinamiknya.

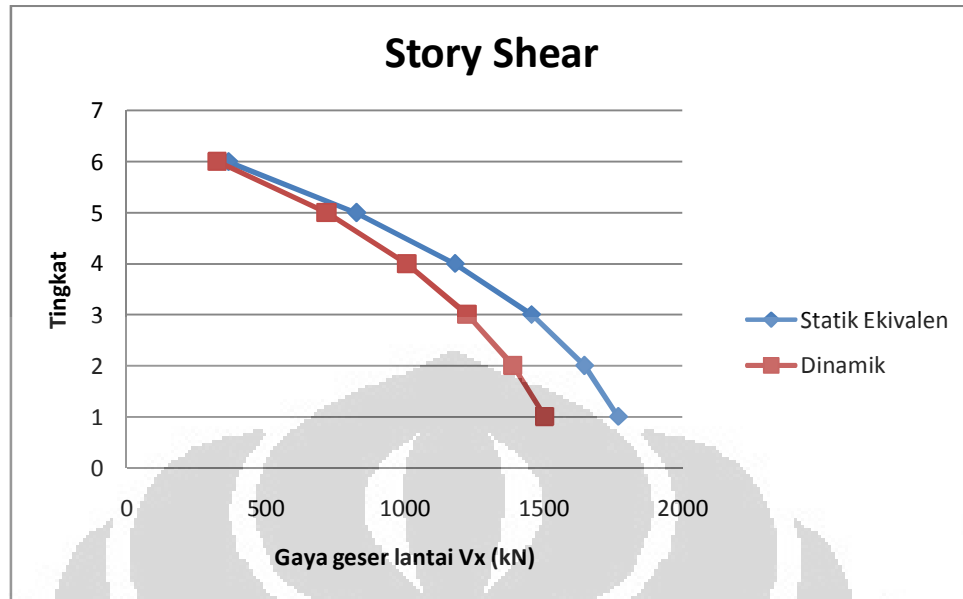
$$S_x = \frac{0,85V_i}{V_x} = \frac{1503,25}{1458,24} = 1,0308$$

$$S_y = \frac{0,85V_i}{V_x} = \frac{1503,25}{1496,61} = 1,0044$$

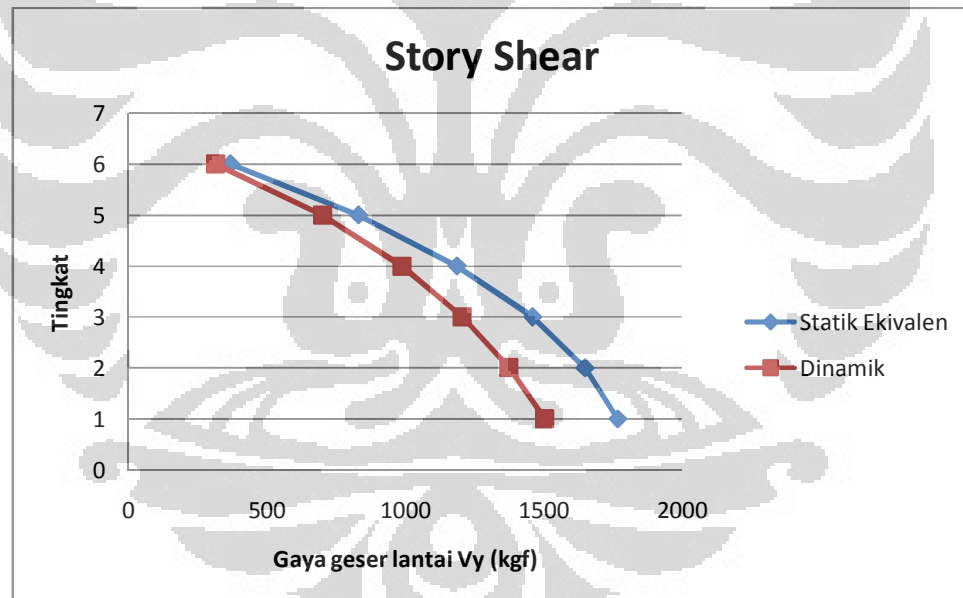
Tabel 4.8 Rasio Skala Gaya Geser Tiap Lantai Arah X dan Y (kN-m)

Story	0.85Vstatik		Vdinamik		Vdinamik koreksi	
	0.85Vix	0.85Viy	Vix	Viy	EX	EY
6	365.88783	366.9813837	316.33	311.35	326.1	312.73
5	825.76297	830.560826	697.42	696.2	718.95	699.29
4	1181.1335	1186.764403	977.24	983.43	1007.41	987.79
3	1455.8356	1460.552645	1187.51	1199.6	1224.18	1204.93
2	1646.7042	1649.265824	1347.03	1368.35	1388.63	1374.43
1	1768.5353	1768.535272	1458.24	1496.61	1503.27	1503.26

Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.2 Gaya Geser Lantai Arah-X  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.3 Gaya Geser Lantai Arah-Y  
Sumber : Olahan Sendiri

Dari grafik diatas didapat nilai gaya geser dari tiap lantai struktur dan gaya geser dasar, dimana gaya geser dasar pada arah-x dan arah-y berdasarkan perhitungan statik ekuivalen didapat 1768,53 kN dan 2114,75 kN. Dapat dilihat pula bahwa nilai selimut gaya geser tiap lantainya lebih dominan terhadap

perhitungan statik ekuivalen, ini menunjukkan bahwa nilai gaya geser statik ekuivalen lebih besar dibandingkan dengan gaya geser dinamik.

Untuk perhitungan berikutnya bahwa nilai yang diperlukan dalam perbandingan penulisan ini ialah gaya geser dasar, sehingga nilai-nilai gaya geser lantai tidak ditampilkan untuk perhitungan model keseluruhan.

Tabel 4.9 Inter Story Drift Arah-X (kN-m)

Story	Load	DriftX
STORY6	EX	0.00112
STORY5	EX	0.00156
STORY4	EX	0.00172
STORY3	EX	0.00145
STORY2	EX	0.00143
STORY1	EX	0.00125

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.10 Inter Story Drift Arah-Y (kN-m)

Story	Load	DriftY
STORY6	EY	0.00113
STORY5	EY	0.00165
STORY4	EY	0.00189
STORY3	EY	0.00152
STORY2	EY	0.00151
STORY1	EY	0.00165

Sumber : Olahan Sendiri

- Persyaratan simpangan antar lantai :

Sesuai RSNI 03-1726-201X Pasal 7.12.1. Syarat kinerja batas layan struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak melampaui  $0,025 \times h_{sx}$  (tinggi tingkat di bawah tingkat yang bersangkutan)

$$\Delta_I < 0.025 \times h_{sx}$$

$$\Delta_I < 0,025 \times 3000$$

$$\Delta_I < 75 \text{ mm}$$

$$\Delta_I = 0,00189 \times 3000 = 5,67 \text{ mm} \leq 75 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Adapun simpangan antar lantai pada bangunan baik CKB maupun OKB dengan jumlah 12 lantai sebagai berikut.

Berikut merupakan perbandingan analisis gempa pada bangunan gedung dengan struktur CKB dan OKB pada arah-x dan arah-y.

Tabel 4.11 Perbandingan Gaya Geser Tiap Lantai Statik dan Dinamik  
Arah-x (kN-m)

Story	CKB		OKB	
	Statik	Dinamik	Statik	Dinamik
6	365.888	312.73	363.956	342.69
5	825.763	699.29	817.954	744.15
4	1181.13	987.79	1172.26	1031.59
3	1455.84	1204.93	1448.36	1244.43
2	1646.7	1374.43	1643.23	1400.41
1	1768.54	1503.26	1769.71	1504.25

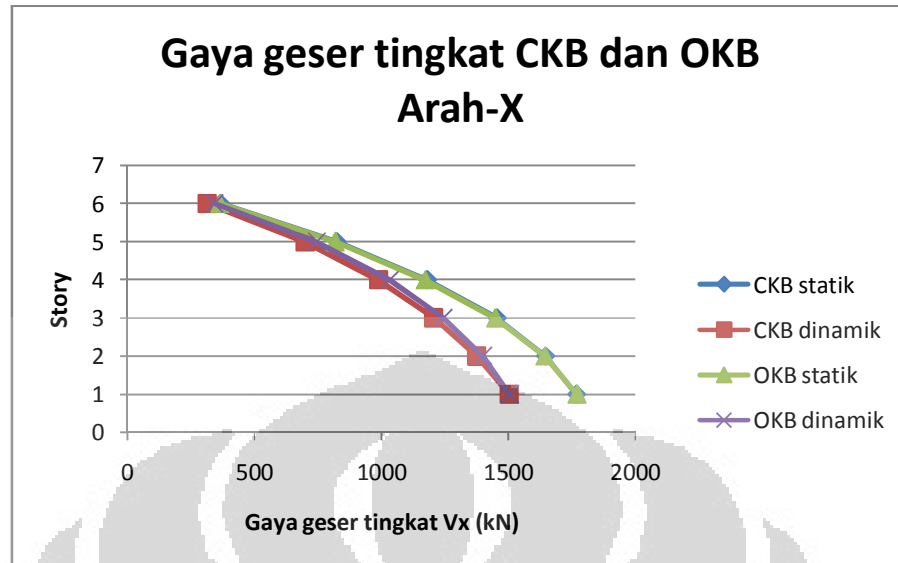
Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.12 Perbandingan Gaya Geser Tiap Lantai Statik dan Dinamik  
Arah-y (kN-m)

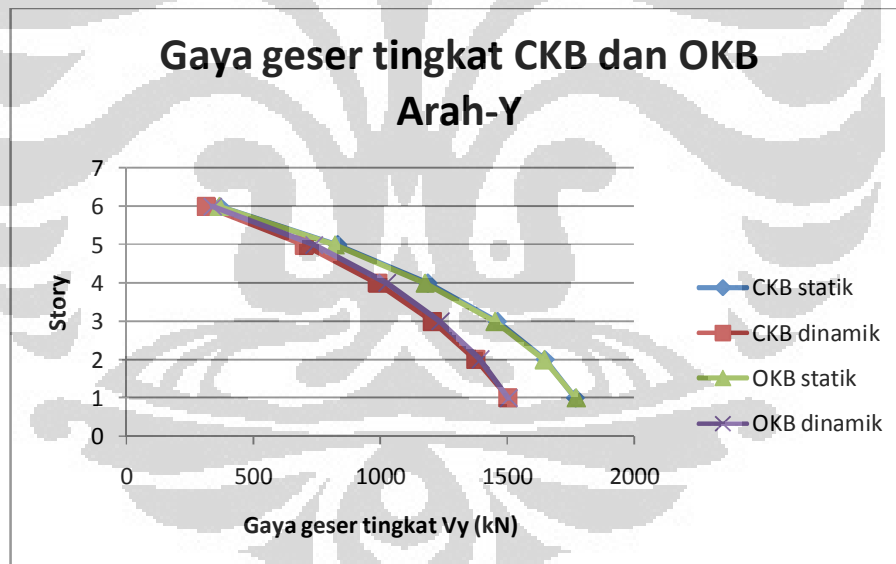
Story	CKB		OKB	
	Statik	Dinamik	Statik	Dinamik
6	366.981	312.73	364.442	338.5
5	830.561	699.29	820.039	739.27
4	1186.76	987.79	1174.73	1026.55
3	1460.55	1204.93	1450.44	1235.27
2	1649.27	1374.43	1644.37	1392.66
1	1768.54	1503.26	1769.71	1504.26

Sumber : Olahan Sendiri

Dari tabel dapat diketahui, untuk gaya lateral statik ekuivalen baik arah-x maupun arah-y memiliki nilai yang sama. Hal ini dikarenakan periode getar bangunan baik CKB maupun OKB untuk 6 lantai kurang dari nilai  $T_s$  dimana nilai  $T_s$  tersebut didapatkan dari parameter percepatan gempa.



Gambar 4.4 Perbandingan Gaya Geser Tingkat Dinamik dan Statik pada Struktur CKB dan OKB Arah-x (kN)  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.5 Perbandingan Gaya Geser Tingkat Dinamik dan Statik pada Struktur CKB dan OKB Arah-y (kN)  
Sumber : Olahan Sendiri

Dapat dilihat dari grafik bahwa baik struktur CKB maupun struktur OKB memiliki gaya geser tingkat yang lebih besar pada saat diberi pembebanan statik ekuivalen. Perbedaannya adalah struktur OKB memiliki kekakuan yang lebih besar daripada struktur CKB.

## 4.2 Analisis Perilaku dan Kinerja Model

Untuk membandingkan dan menganalisis perilaku dan kinerja dari tiap model maka dilakukan pembebanan statik monotonik (analisis *pushover*). Data yang dibutuhkan untuk analisis *pushover* ini yakni distribusi gaya lateral sesuai yang disyaratkan pada FEMA 356. Perilaku dan kinerja kekuatan ditinjau berdasarkan perilaku inelastik, kurva *pushover*, kekakuan, daktilitas, dan titik kinerja (*performance point*).

### 4.2.1 Analisis Pola Distribusi Gaya Lateral

Setiap model diberikan 4 pembebanan lateral untuk analisis *pushover*. Sesuai FEMA 356, pembebanan yang dilakukan yakni berdasarkan gaya lateral statik ekuivalen baik arah-x maupun arah-y yang selanjutnya dinamakan pola 1 dan gaya lateral yang sesuai dengan proporsi massa baik arah-x maupun arah-y yang selanjutnya dinamakan pola 2.

Selanjutnya masing-masing model diberi pembebanan untuk arah-z (*pushdown*) dan arah-x yang selanjutnya dinamakan *push 2* baik untuk pola 1 maupun pola 2. Setelah itu dilakukan pembebanan lagi untuk arah-z (*pushdown*) dan arah-y yang selanjutnya dinamakan *push 3* baik untuk pola 1 maupun pola 2. Berikut adalah detail perhitungan untuk pembebanan lateral tersebut.

#### 4.2.1.1 Pola Distribusi Gaya Lateral Statik Ekuivalen

Perhitungan gaya lateral statik ekuivalen untuk analisis *pushover* didapatkan berdasarkan hasil gaya geser tingkat yang sudah diberi faktor skala. Selanjutnya didapatkan gaya geser dasar yang sudah di-*scale up* yang nantinya dimasukkan ke dalam perhitungan beban lateral. Berikut merupakan distribusi gaya lateral statik ekuivalen untuk arah-x dan arah-y pada model CKB 6 lantai.



Tabel 4.13 Distribusi Gaya Lateral Statik Ekivalen Arah-x (*push 2*)

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvx	V	Fix	Vix
6	122.235	19	1.06424	3821.03	0.20689	1768.54	365.888	365.88783
5	179.94	16		4802.55	0.26003		459.875	825.76297
4	173.821	13		3711.19	0.20094		355.37	1181.1335
3	177.409	10		2868.76	0.15533		274.702	1455.8356
2	180.01	7		1993.27	0.10792		190.869	1646.7042
1	206.599	4		1272.3	0.06889		121.831	1768.5353
$\Sigma$	<b>1040.01</b>			<b>18469.1</b>				

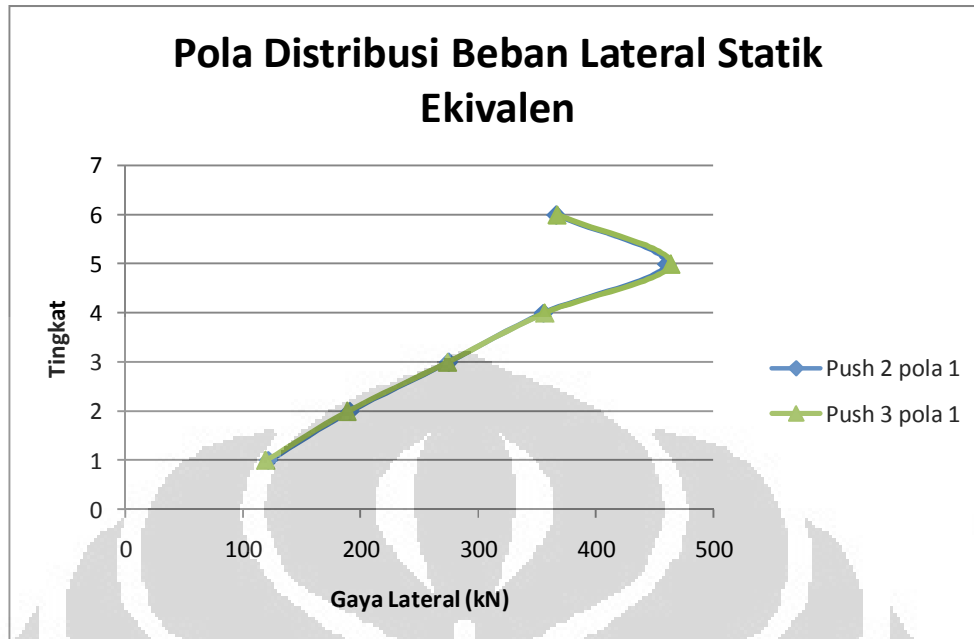
Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.14 Distribusi Gaya Lateral Statik Ekivalen Arah-y (*push 3*)

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvy	V	Fiy	Viy
6	122.235	19	1.08769	4582.72	0.20751	1768.54	366.981	366.981
5	179.94	16		5789	0.26213		463.579	830.561
4	173.821	13		4448.13	0.20141		356.204	1186.76
3	177.409	10		3418.96	0.15481		273.788	1460.55
2	180.01	7		2356.58	0.10671		188.713	1649.27
1	206.599	4		1489.39	0.06744		119.269	1768.54
$\Sigma$	<b>1040.01</b>			<b>22084.8</b>				

Sumber : Olahan Sendiri

Periode bangunan pada arah x (*mode 2*) adalah 0,62848 detik Sehingga untuk mendapatkan nilai k maka dilakukan interpolasi antara periode bangunan dari 0,5 s/d 2,5 dan nilai k 1 s/d 2. Sedangkan nilai gaya geser dasar yang digunakan baik arah-x dan arah-y sama karena nilai periode fundamental struktur CKB 6 lantai ini kurang dari nilai Ts sehingga periode fundamental struktur bangunan tidak diperhitungkan dalam menghitung gaya geser dasar. Berikut adalah pola distribusi gaya lateral statik ekivalen.



Gambar 4.6 Pola Distribusi Beban Lateral Statik Ekivalen  
Sumber : Olahan Sendiri

#### 4.2.1.2 Pola Distribusi Gaya Lateral Sesuai Proporsi Massa

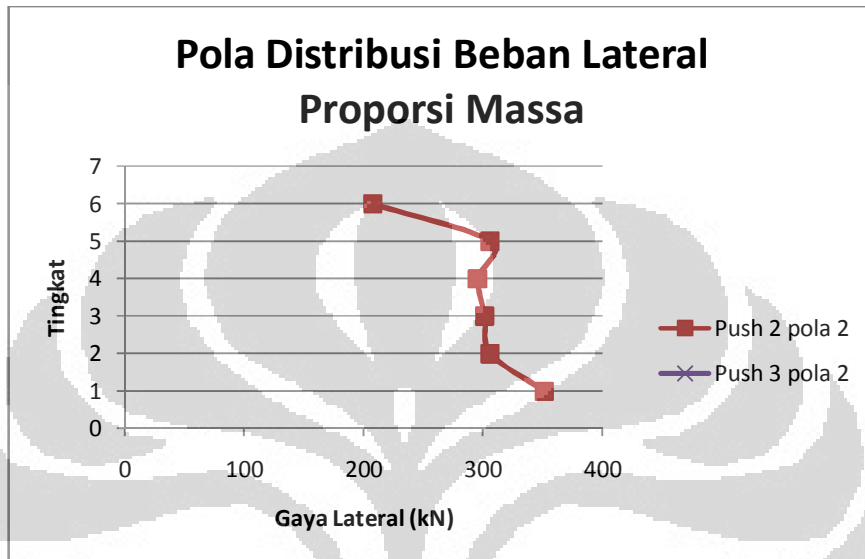
Perhitungan gaya lateral sesuai proporsi massa untuk analisis pushover didapatkan berdasarkan hasil gaya geser tingkat yang sudah diberi faktor skala. Arah pembebanan dibagi sesuai dengan yang dilakukan pada pola 1, yakni arah-z (*pushdown*) dan arah-x. Setelah itu dilakukan pembebanan lagi untuk arah-z (*pushdown*) dan arah-y.

Tabel 4.15 Distribusi Gaya Lateral sesuai Proporsi Massa (*push 2* dan *push 3*)

Story	wi	Vstatik		Beban Lateral	
		Fix	Fiy	Vx	Vy
6	122.235	1768.54	1768.54	207.859	207.859
5	179.94			305.986	305.986
4	173.821			295.582	295.582
3	177.409			301.684	301.684
2	180.01			306.105	306.105
1	206.599			351.319	351.319
<b>Σ</b>	<b>1040.01</b>				

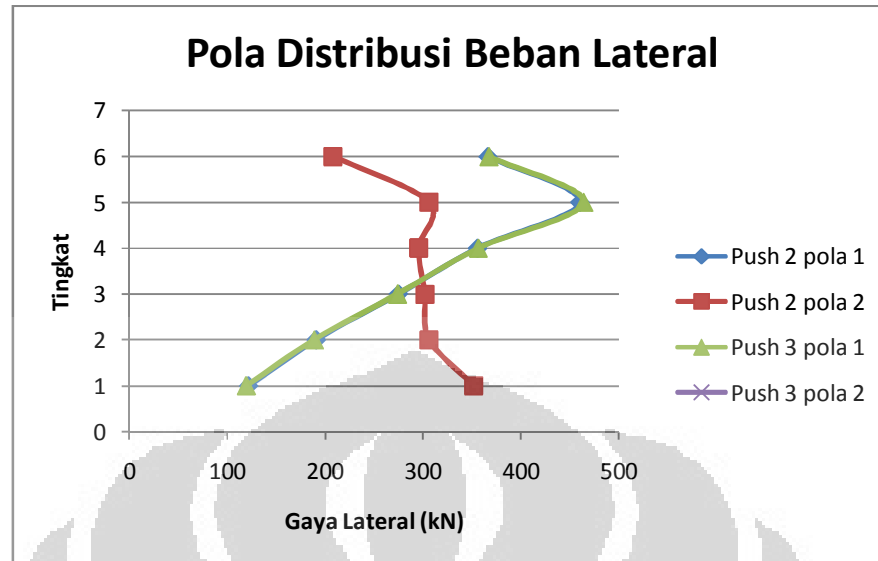
Sumber : Olahan Sendiri

Setelah didapatkan perhitungan beban lateral, maka hasil tersebut dimasukkan ke dalam program ETABS ver.9.7.0 sebagai beban dorong dalam analisis *pushover*. Berikut adalah pola distribusi gaya lateral sesuai proporsi massa.



Gambar 4.7 Pola Distribusi Beban Lateral Berdasarkan Proporsi Massa  
Sumber : Olahan Sendiri

Terjadi perbedaan yang signifikan antara perhitungan beban lateral berdasarkan statik ekuivalen dan proporsi massa. Dari grafik dapat dianalisis bahwa gaya akibat statik ekuivalen jauh lebih besar daripada proporsi massa. Namun, dalam penelitian ini parameter bangunan tahan gempa tetap harus terpenuhi yakni masuk dalam kategori maksimal LS (*Life Safety*). Berikut adalah perbedaan antara pola distribusi beban lateral statik ekuivalen dan proporsi massa.



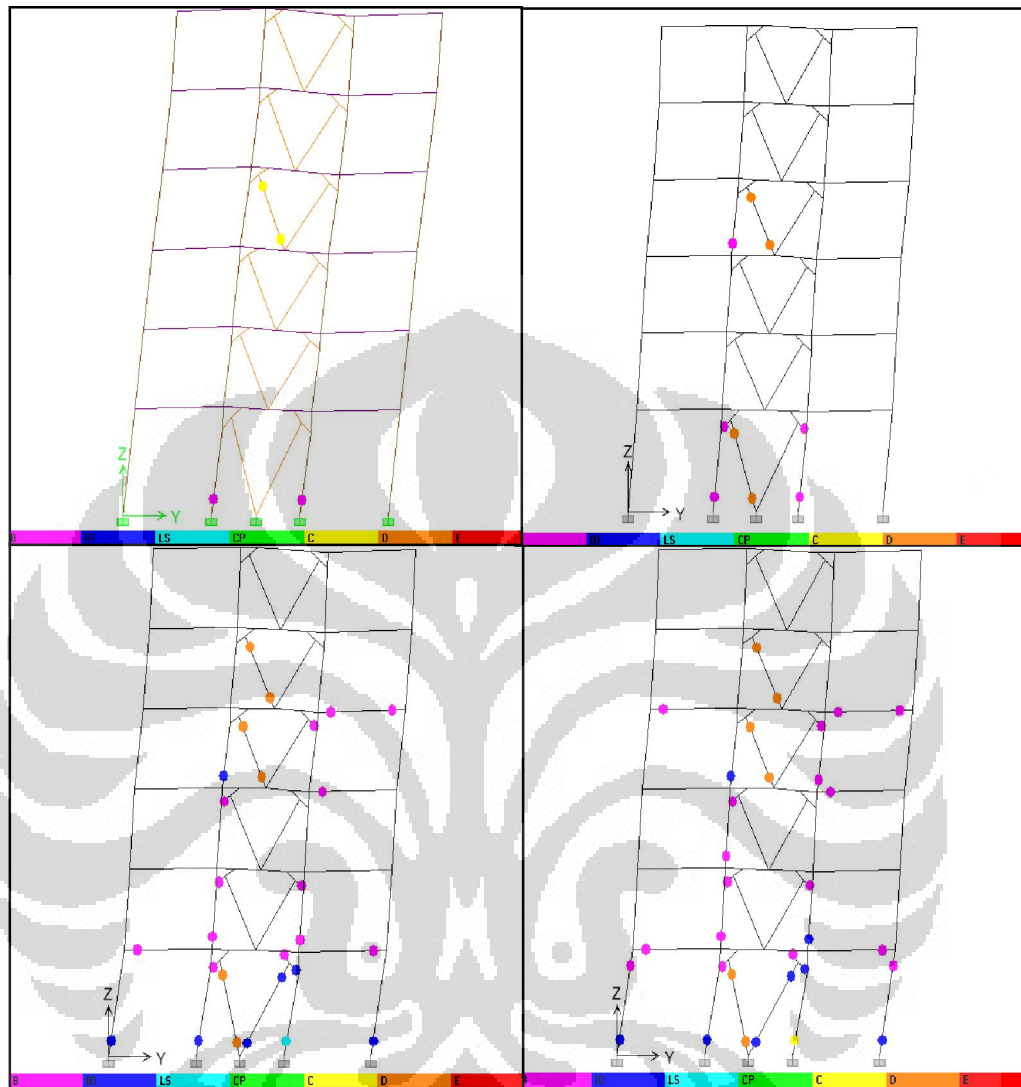
Gambar 4.8 Perbandingan Pola Distribusi Beban Lateral Statik Ekvivalen dan Distribusi Massa  
Sumber : Olahan Sendiri

#### 4.2.2 Analisis Perilaku Inelastik

Pada analisis *pushover*, model struktur diberi beban hingga mengalami keruntuhan (*collapse*). Terdapat pola keruntuhan yang terjadi secara bertahap yang dinamakan *step*, dimana tiap *step* memperlihatkan jumlah sendi plastis yang terbentuk.

Pada penelitian ini sendi plastis diletakan pada semua member. Untuk elemen balok, diberikan tipe sendi default-M3 pada ujung-ujung balok karena diasumsikan bahwa balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu 3). Sedangkan elemen kolom menggunakan tipe sendi default-PMM pada ujung-ujung kolom dimana terdapat hubungan gaya aksial dengan momen (diagram interaksi P-M). Selain itu, *knee* diberikan tipe sendi default-M3 pada ujung-ujung *knee* karena diharapkan terjadi sendi plastis akibat momen lentur pada *knee*. Sedangkan, pada bresing diberikan tipe sendi default-P pada ujung-ujung bresing karena diasumsikan bresing lemah terhadap tekuk dan diharapkan kegagalan bresing akibat tekuk.

Hasil analisis memperlihatkan tahapan sendi plastis pada saat bresing runtuh dan kolom lantai bawah runtuh. Berikut adalah contoh pembentukan sendi plastis pada model struktur untuk *step* terakhir baik pada saat bresing runtuh, kolom sebelum runtuh dan kolom bawah runtuh.

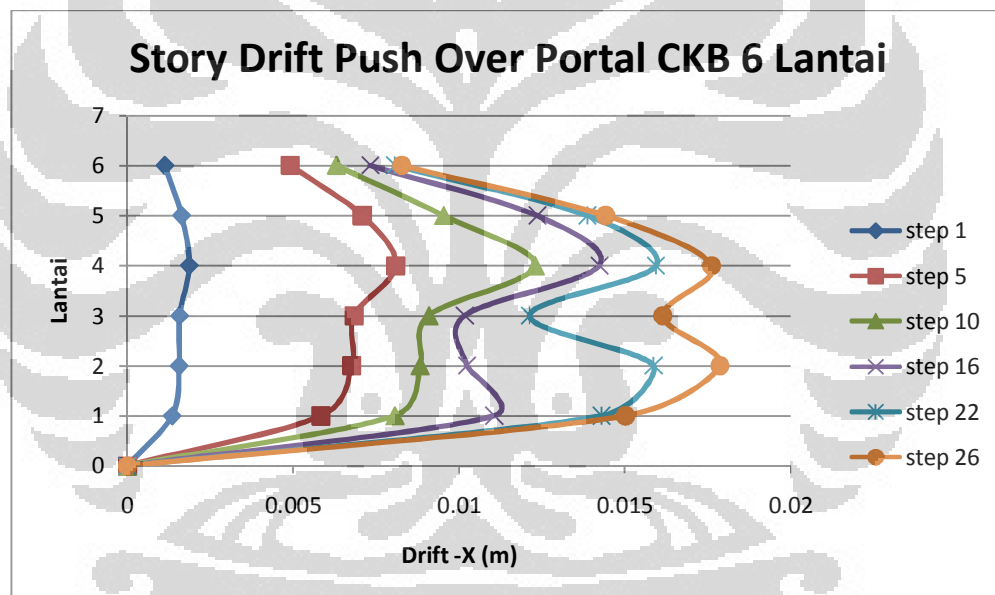


Gambar 4.9 Sendi plastis pada saat bresing dan kolom bawah sebelum dan saat mengalami keruntuhan *step 4*, *step 10*, *step 22* dan *step 23*

Sumber : Olahan Sendiri

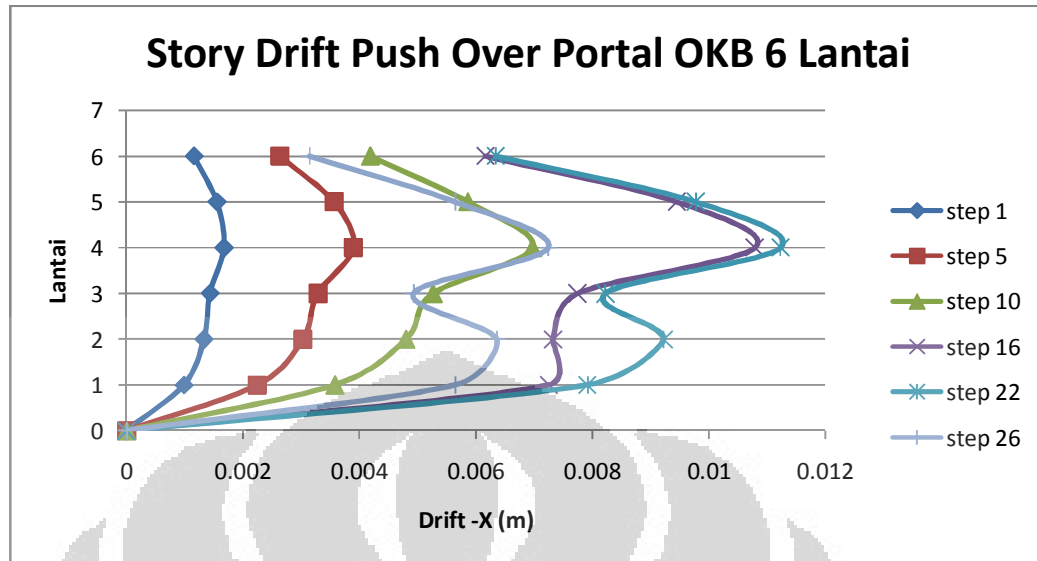
Berdasarkan sebaran sendi plastis yang dihasilkan, pada saat diberi beban dorong statik dapat dilihat bahwa sendi plastis pertama terjadi pada bresing. Kemudian terjadi kerusakan pada bresing. Kerusakan pada bresing pertama kali terjadi pada *step* 3. Selanjutnya terlihat bahwa pada saat bresing *collapse*, *knee* masih dalam kategori B-IO sehingga dalam penelitian ini *knee* dapat menahan *primary* member yaitu balok dan kolom. Untuk tahapan pembentukan sendi plastis yang lengkap baik dari bresing maupun kolom bawah hingga runtuh dapat dilihat di lampiran.

Untuk mengetahui perpindahan tiap lantai pada tiap tahapan (*step*) *push over*, maka dibuat grafik hubungan tinggi lantai dan perpindahan seperti yang terlihat dibawah ini.



Gambar 4.10 Hubungan tinggi lantai dan perpindahan CKB pada saat *pushover* arah-X  
Sumber : Olahan Sendiri

Pada grafik diatas dapat dilihat bahwa perpindahan yang terjadi semakin besar seiring pertambahan beban pada bangunan struktur. Pada bangunan model CKB 6 lantai untuk *pushover* arah-x kolom bawah runtuh pada saat *step* ke-22. Sedangkan *step* ke-26 merupakan *step* pasca keruntuhan dimana nilai perpindahan yang terbesar pada model CKB .



Gambar 4.11 Hubungan tinggi lantai dan perpindahan OKB pada saat *pushover* arah-X  
Sumber : Olahan Sendiri

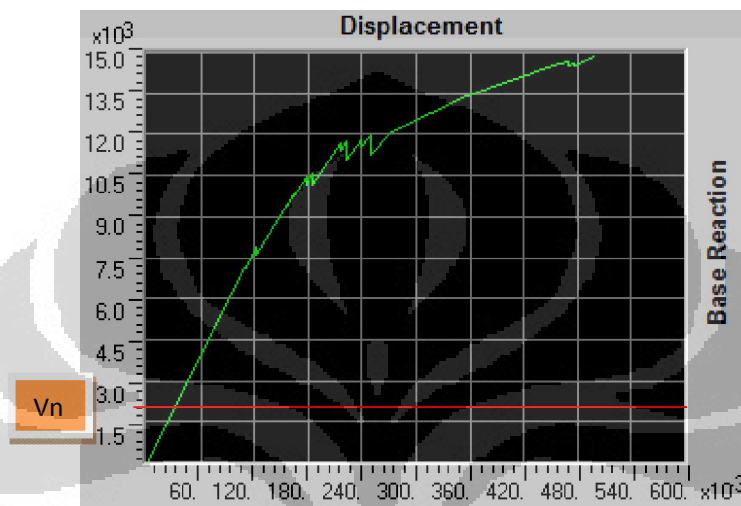
Sedangkan pada grafik diatas dapat dilihat bahwa saat step-26 dimana terjadi pasca keruntuhan, model struktur OKB memiliki nilai perpindahan yang lebih kecil dibandingkan saat step-22 dimana terjadi runtuh pertama pada kolom di lantai dasar. Hal ini diakibatkan kapasitas dari elemen struktur menurun karena terjadi kegagalan pada elemen struktur tersebut, dalam hal ini bresing yang mengalami kegagalan. Sehingga, displacement menjadi lebih kecil karena sudah melampaui batas kemampuan elemen struktur tersebut dalam menahan beban lateral akibat gempa.

#### 4.2.3 Analisis Hubungan Beban dan Perpindahan

Berdasarkan prosedur analisis pada FEMA 356 di bab 3, dikatakan bahwa beban lateral harus diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan diafragma lantai. Untuk semua analisis, minimal diberikan 2 pola beban lateral. Berikut kriteria yang dipilih berdasarkan hasil *output* sebelum dilakukan analisis pushover:

- Sama dengan pola ragam fundamental pada arah yang ditinjau bilamana sedikitnya 75% massa dapat diantisipasi pada ragam tersebut.
- Pola kedua adalah distribusi merata sesuai dengan proporsi total massa pada lantai.

Berikut merupakan kurva *pushover* berdasarkan gaya lateral statik ekuivalen untuk arah-x dari struktur CKB 6 lantai. Terlihat bahwa gaya gempa minimum yang direncanakan jauh lebih rendah dari kemampuan struktur tersebut untuk menahan gempa. Pada perhitungan analisis dinamik didapatkan gaya geser dasar statik yang merupakan gaya gempa nominal sebesar 1768,54 kN.



Gambar 4.12 Kurva Pushover CKB 6 Lantai Arah-X

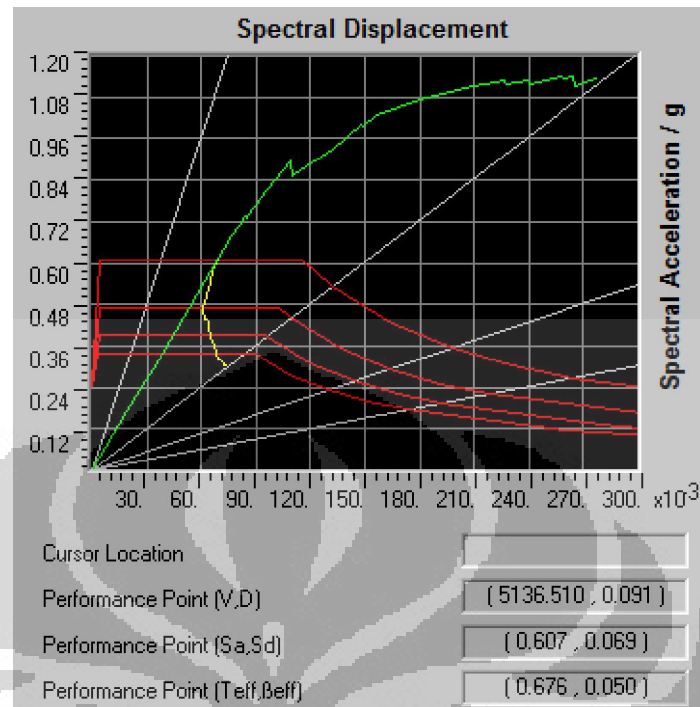
Sumber : Olahan Sendiri

Untuk menentukan target perpindahan, terdapat beberapa metode. Untuk penelitian ini digunakan metode spektrum kapasitas. Dalam metode spektrum kapasitas dimulai dengan menghasilkan kurva pushover yaitu hubungan gaya perpindahan yang memperhitungkan kondisi inelastis struktur dimana gerakan tanah (gempa) dikonversi ke format ADRS. Sehingga kurva kapasitas dapat diplot-kan pada sumbu yang sama sebagai gaya gempa perlu.

Setelah didapatkan kurva pushover maka diubah koefisien gempa  $C_a$  dan  $C_v$  sesuai respons spektrum yang telah dibuat sebelumnya berdasarkan RSNI-03-1726-201X. Nilai  $C_a$  didapatkan dari nilai  $S_a$  yaitu pada saat  $T = 0$ . Sedangkan, nilai  $C_v$  didapatkan dari nilai  $S_{D1}$  yaitu pada saat  $T = 1$  detik. Maka didapatkan target perpindahan struktur yang dimodelkan dari *performance point* yang dihasilkan.

Selain itu, pada format tersebut waktu getar ditunjukkan sebagai garis radial dari titik pusat sumbu.





Gambar 4.13 Kurva Kapasitas dan *Demand Curve* Dalam Mencari *Performance Point* untuk model CKB 6 Lantai

Sumber : Olahan Sendiri

Dari grafik diatas, diketahui bahwa target perpindahan struktur sebesar 0,077 m. Kemudian dari tabel hubungan beban-perpindahan dapat diketahui tiap tahapan pada saat pembebanan lateral disertai kategori level kinerja gempa. sebagai berikut.

Tabel 4.16 Hubungan Beban-Perpindahan dengan Kategori Level Kinerja Gempa

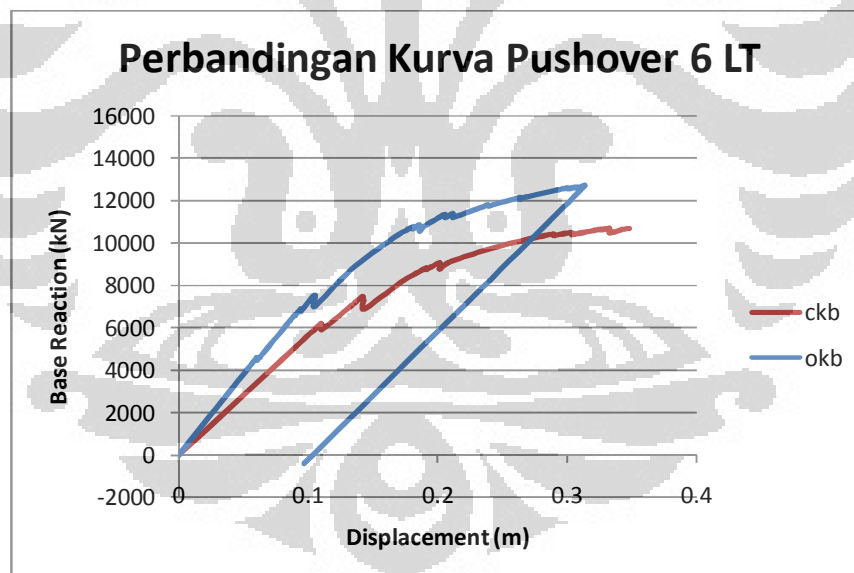
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0	0	668	0	0	0	0	0	0	0	668
1	0.0253	1435.1034	668	0	0	0	0	0	0	0	668
2	0.0507	2870.2056	668	0	0	0	0	0	0	0	668
3	0.076	4305.3066	668	0	0	0	0	0	0	0	668
4	0.1013	5740.4053	666	2	0	0	0	0	0	0	668
5	0.1061	6008.3667	664	2	0	0	0	2	0	0	668
6	0.1098	6212.6245	662	4	0	0	0	0	2	0	668
7	0.1098	6145.9272	662	2	0	0	0	2	2	0	668
8	0.1103	6171.3398	662	2	0	0	0	0	4	0	668
9	0.1103	5920.2451	657	7	0	0	0	0	4	0	668
10	0.1372	7262.2207	653	9	0	0	0	2	4	0	668
11	0.1421	7489.0552	651	11	0	0	0	0	6	0	668
12	0.1421	7298.7349	651	9	0	0	0	2	6	0	668
13	0.1429	7332.8989	651	9	0	0	0	0	8	0	668
14	0.1429	6894.1152	644	13	3	0	0	0	8	0	668
15	0.1711	8141.772	635	14	9	0	0	2	8	0	668
16	0.1911	8843.2402	635	14	9	0	0	0	10	0	668
17	0.1911	8762.6396	627	20	9	0	0	2	10	0	668
18	0.2014	9085.7139	627	20	9	0	0	0	12	0	668
19	0.2014	8781.126	627	20	9	0	0	0	12	0	668
20	0.2083	9099.8955	617	28	11	0	0	0	12	0	668
21	0.2344	9631.958	605	32	18	1	0	0	12	0	668
22	0.2628	10101.715	584	47	23	1	0	1	12	0	668
23	0.2891	10441.074	584	47	23	1	0	0	13	0	668
24	0.2891	10364.371	581	48	24	1	0	1	13	0	668
25	0.3031	10512.15	581	46	26	1	0	0	14	0	668
26	0.3031	10413.051	581	46	26	1	0	0	14	0	668
27	0.3041	10441.351	581	46	26	1	0	0	14	0	668
28	0.3042	10414.191	574	51	27	2	0	0	13	1	668
29	0.3256	10668.567	574	51	27	2	0	0	13	1	668
30	0.3256	10629.076	574	51	27	1	0	1	13	1	668
31	0.3325	10707.136	574	50	28	1	0	0	13	2	668
32	0.3326	10491.888	573	48	31	1	0	0	13	2	668
33	0.3424	10653.725	573	44	35	0	0	1	12	3	668
34	0.3478	10704.098	573	44	35	0	0	1	12	3	668
35	0.3478	10703.558	668	0	0	0	0	0	0	0	668

Sumber : Olahan Sendiri

Pada tabel diatas diperlihatkan bahwa gaya gempa nominal hanya mencapai level B dan belum mencapai LS (*Life Safety*). Hal ini berarti tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa. Komponen non-struktur masih berada ditempatnya dan sebagian besar masih berfungsi jika utilitasnya tersedia. Bangunan dapat tetap berfungsi dan tidak terganggu dengan masalah perbaikan.

Dalam subbab sebelumnya ditunjukkan sebaran sendi plastis yang terjadi pada saat pembebanan statik dan bresing runtuh pertama kali pada *step 3* dimana *displacement* yang terjadi sebesar 0,076 m dengan gaya geser yang dihasilkan sebesar 4920,75 kN.

Berdasarkan analisis pushover menggunakan software ETABS ver 9.7.0, didapatkan kurva hubungan beban dan perpindahan untuk model CKB dan OKB pada 6, 12, dan 18 lantai. Berikut perbandingan antara model struktur CKB dan OKB pada 6 lantai:



Gambar 4.14 Perbandingan kurva *pushover* (beban – perpindahan) antara CKB dan OKB sampai kolom bawah runtuh

Sumber : Olahan Sendiri

Dari grafik di atas, terlihat bahwa pada saat bresing pertama *collapse*, struktur CKB memiliki *displacement* yang lebih besar dan gaya geser dasar yang lebih kecil dibandingkan struktur OKB. Hal ini dikarenakan struktur CKB mampu menyerap energi yang diakibatkan beban gempa lebih besar sehingga struktur

CKB mengalami plastifikasi terlebih dahulu baru kemudian terjadi kegagalan pertama pada bresing. Kemudian kekakuan dari struktur OKB lebih besar dibandingkan struktur CKB dan daktilitas dari struktur CKB lebih besar daripada struktur OKB.

### 4.3 Analisis dan Evaluasi Kinerja Struktur

#### 4.3.1 Analisis Kekuatan Struktur

Berdasarkan analisis *pushover* diperoleh beban leleh pertama yaitu saat terjadi sendi plastis pertama pada struktur dan beban ultimit yaitu saat terjadi keruntuhan elemen struktur yang menyebabkan bangunan itu runtuh. Adapun kekuatan dari masing-masing model dapat dirangkum sebagai berikut.

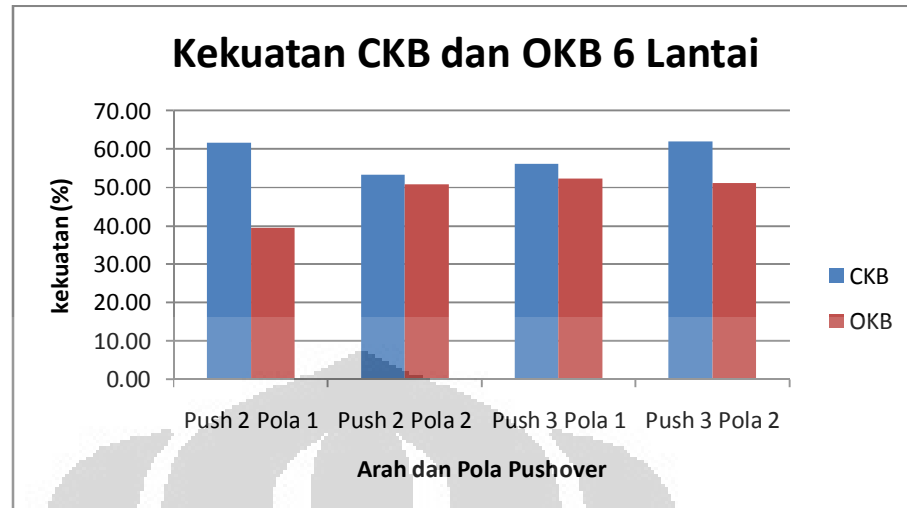


Tabel 4.17 Perbandingan Kekuatan Model Struktur dengan Variasi Tingkat dan Bresing

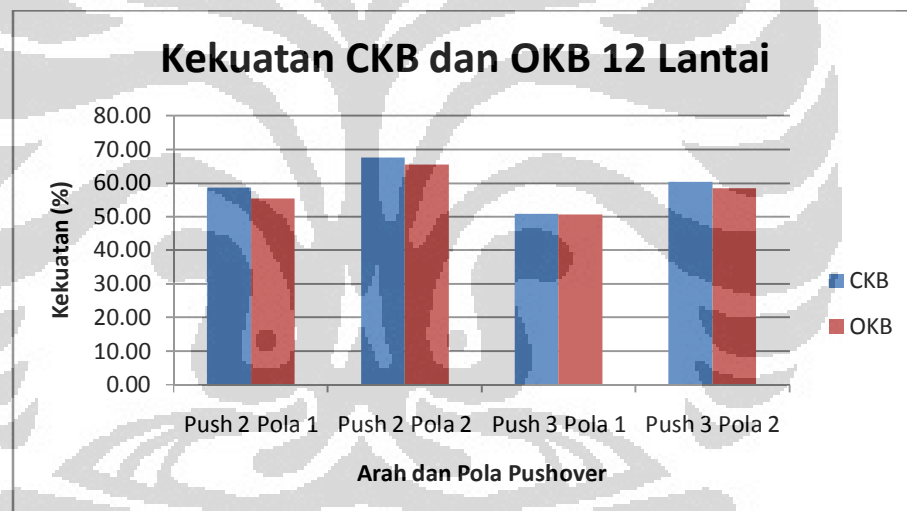
Variasi Bresing	Variasi Lantai	Pushover	Beban Leleh (Py)	Beban Ultimit (Pu)	%
CKB	6 LT	Push 2 Pola 1	7118.73	11580.58	61.47
		Push 2 Pola 2	8151.3618	15330.6084	53.17
		Push 3 Pola 1	6008.3667	10704.0977	56.13
		Push 3 Pola 2	6577.0679	10638.1826	61.83
	12 LT	Push 2 Pola 1	4774.459	8164.9849	58.47
		Push 2 Pola 2	7148.56	10603.14	67.42
		Push 3 Pola 1	3634.8008	7152.2197	50.82
		Push 3 Pola 2	4942.8218	8201.8838	60.26
	18 LT	Push 2 Pola 1	5055.2944	7272.1699	69.52
		Push 2 Pola 2	7611.5464	11486.7686	66.26
		Push 3 Pola 1	4282.2598	4700.4146	91.10
		Push 3 Pola 2	5772.875	8207.0947	70.34
OKB	6 LT	Push 2 Pola 1	4767.0073	12060.6328	39.53
		Push 2 Pola 2	6981.2939	13745.9365	50.79
		Push 3 Pola 1	6630.2056	12697.6885	52.22
		Push 3 Pola 2	6778.2285	13264.0645	51.10
	12 LT	Push 2 Pola 1	4302.9883	7769.0381	55.39
		Push 2 Pola 2	6984.0005	10701.2656	65.26
		Push 3 Pola 1	3467.6387	6862.2939	50.53
		Push 3 Pola 2	5487.0298	9403.5098	58.35
	18 LT	Push 2 Pola 1	4825.7104	6842.0181	70.53
		Push 2 Pola 2	5638.9116	9431.8906	59.79
		Push 3 Pola 1	4904.3018	8470.1523	57.90
		Push 3 Pola 2	4910.5806	10241.7314	47.95

Sumber : Olahan Sendiri

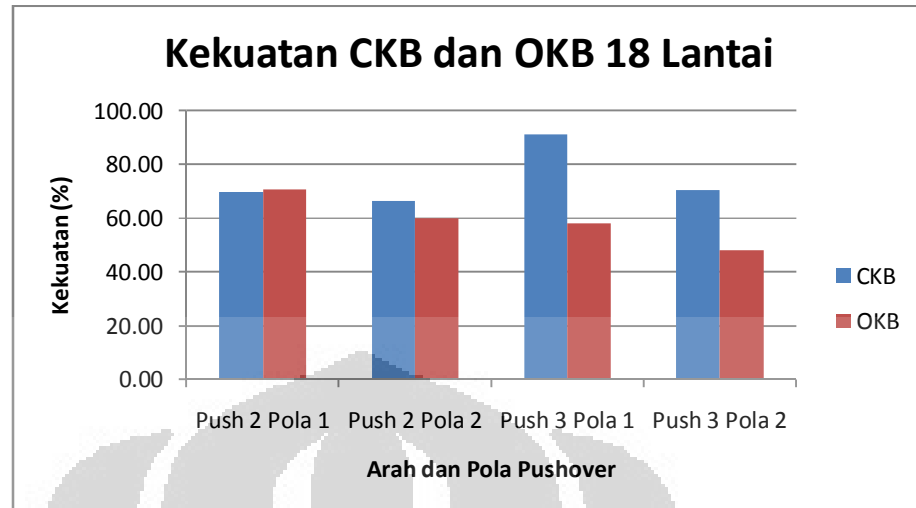
Dapat dilihat dari tabel tersebut bahwa beban ultimit paling besar terjadi pada model struktur CKB. Hal ini menunjukkan bahwa CKB memiliki kekuatan untuk menahan gaya gempa lebih besar dibandingkan OKB.



Gambar 4.15 Perbandingan Kekuatan CKB dan OKB 6 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.16 Perbandingan Kekuatan CKB dan OKB 12 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.17 Perbandingan Kekuatan CKB dan OKB 18 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri

#### 4.3.2 Analisis Daktilitas Struktur

Daktilitas didapat berdasarkan saat leleh pertama terjadi dan pada saat bangunan sudah runtuh. Berdasarkan tabel di bawah, nilai daktilitas terbesar berada pada model CKB dengan ketinggian 6 lantai arah-y. Selain itu pada bangunan 6 dan 12 lantai nilai daktilitasnya lebih besar pada arah-y dibandingkan arah-x. Hal ini dikarenakan oleh sumbu lemah kolom terletak pada arah-y. Namun, untuk bangunan 18 lantai hal ini tidak berlaku yang mungkin disebabkan oleh profil yang ukurannya tidak sama persis antara CKB dan OKB sehingga tidak dapat dibandingkan begitu saja daktilitasnya dalam arah-x dan arah-y. Selain itu, hal ini diakibatkan oleh beberapa faktor, yakni penempatan profil, dimensi profil yang digunakan, dan posisi sumbu kuat maupun lemah pada saat pemodelan. Sehingga, pada saat *stress check* didapatkan profil yang optimum untuk kemudian dilakukan analisis *pushover*.

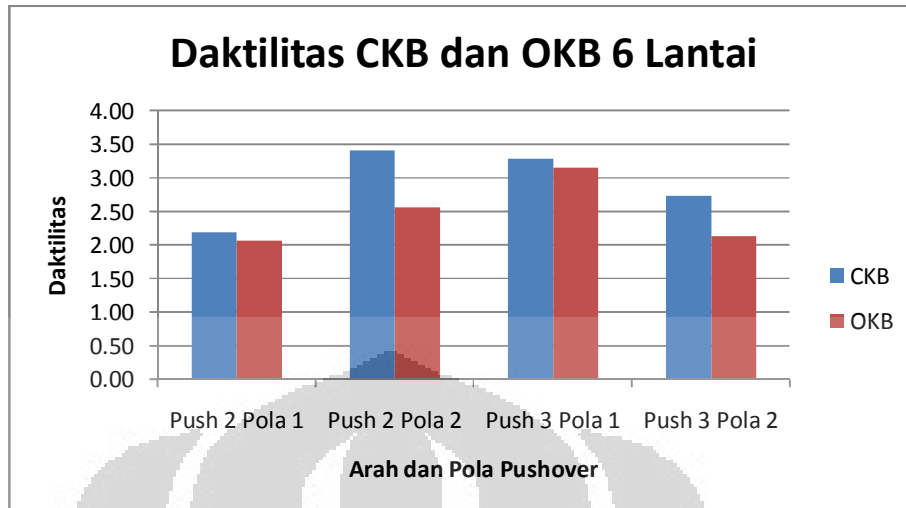
Namun, berdasarkan tabel di bawah dapat dilihat bahwa nilai daktilitas pada struktur CKB lebih besar dibandingkan struktur OKB. Hal ini menunjukkan bahwa struktur CKB mampu menyerap energi akibat beban gempa lebih besar dibandingkan struktur OKB.

Tabel 4.18 Perbandingan Daktilitas Model Struktur dengan Variasi Tingkat dan Bresing

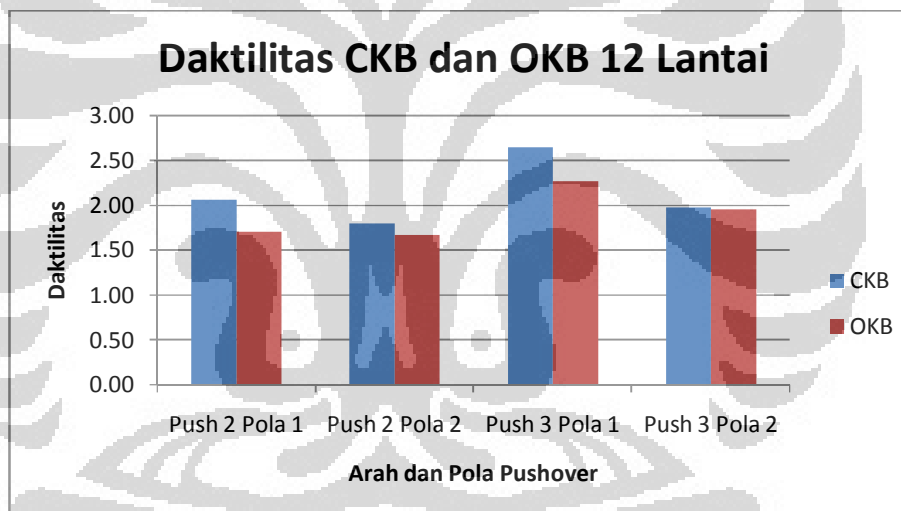
Variasi Bresing	Variasi Lantai	Pushover	Simpangan Leleh (m)	Simpangan Runtuh (m)	Daktilitas
CKB	6 LT	Push 2 Pola 1	0.11	0.2401	2.18
		Push 2 Pola 2	0.0979	0.3332	3.40
		Push 3 Pola 1	0.1061	0.3478	3.28
		Push 3 Pola 2	0.0911	0.2483	2.73
	12 LT	Push 2 Pola 1	0.1178	0.24	2.06
		Push 2 Pola 2	0.13	0.24	1.80
		Push 3 Pola 1	0.1373	0.36	2.64
		Push 3 Pola 2	0.1417	0.28	1.97
	18 LT	Push 2 Pola 1	0.148	0.22	1.52
		Push 2 Pola 2	0.156	0.30	1.90
		Push 3 Pola 1	0.1973	0.23	1.15
		Push 3 Pola 2	0.1886	0.30	1.59
OKB	6 LT	Push 2 Pola 1	0.0582	0.12	2.05
		Push 2 Pola 2	0.0654	0.1672	2.56
		Push 3 Pola 1	0.0576	0.1813	3.15
		Push 3 Pola 2	0.0683	0.1452	2.13
	12 LT	Push 2 Pola 1	0.148	0.2527	1.71
		Push 2 Pola 2	0.1663	0.2782	1.67
		Push 3 Pola 1	0.148	0.3362	2.27
		Push 3 Pola 2	0.166	0.3243	1.95
	18 LT	Push 2 Pola 1	0.1246	0.1808	1.45
		Push 2 Pola 2	0.1079	0.1898	1.76
		Push 3 Pola 1	0.1217	0.1374	1.13
		Push 3 Pola 2	0.007	0.0107	1.53

Sumber : Olahan Sendiri

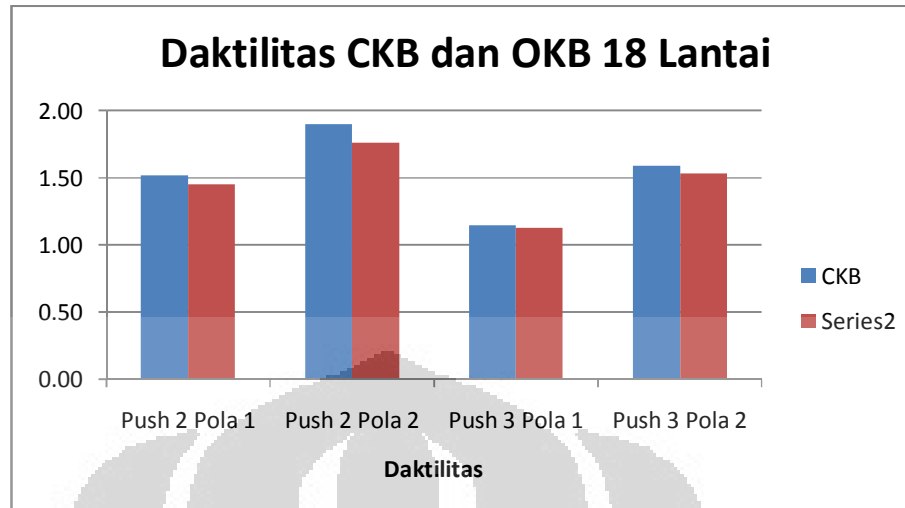




Gambar 4.18 Perbandingan Daktilitas CKB dan OKB 6 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.19 Perbandingan Daktilitas CKB dan OKB 12 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.20 Perbandingan Daktilitas CKB dan OKB 18 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri

#### 4.3.3 Faktor Modifikasi Respon Struktur (R)

Kemudian nilai faktor reduksi (R) dicari menurut nilai daktilitas yang didapat sesuai dengan yang disyaratkan pada SNI 03-1726-2002.

Tabel 4.19 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	$\mu$	R
Elastik penuh	1	1.6
Daktail parsial	1.5	2.4
	2	3.2
	2.5	4
	3	4.8
	3.5	5.6
	4	6.4
	4.5	7.2
Daktail penuh	5.3	8.5

Sumber : SNI 03-1726-2002

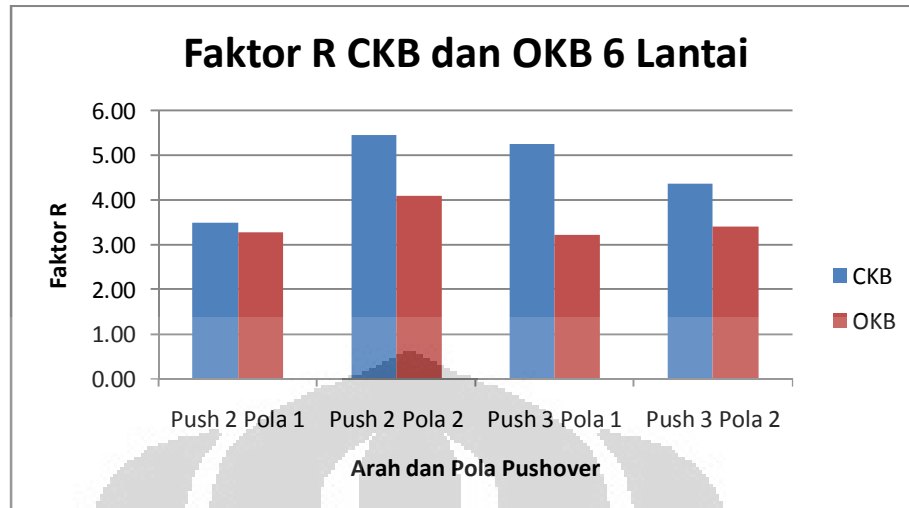
Dari nilai daktilitas yang sudah diperhitungkan sebelumnya, maka diperoleh faktor reduksi (R) dimana nilai R tersebut berbanding lurus dengan nilai daktilitas. Faktor modifikasi respon struktur (R) bertujuan untuk mereduksi respon elastik struktur akibat gempa menjadi tingkat gaya geser desain. Dari tabel dibawah ini terlihat bahwa semua model termasuk dalam kategori daktail parsial.

Hal ini berarti bahwa pada struktur tersebut terjadi kelelahan pertama pada kondisi plastis.

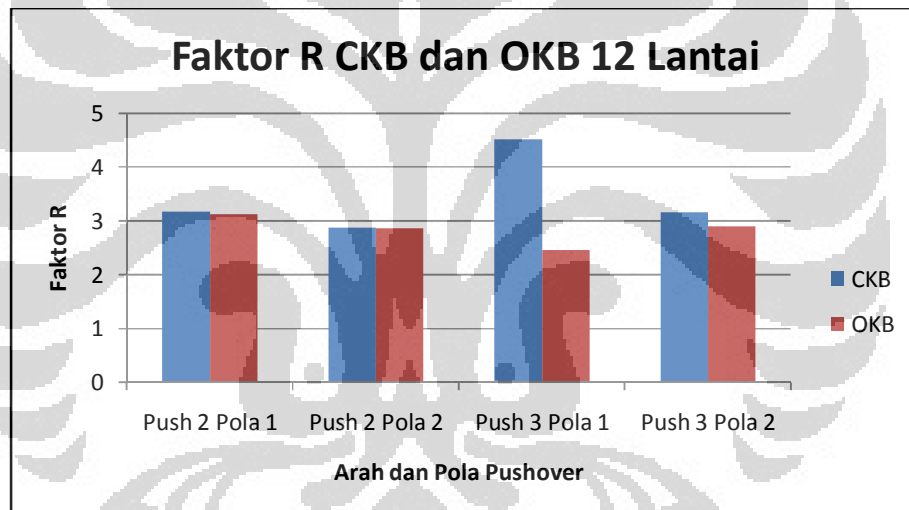
Tabel 4.20 Perbandingan Faktor Modifikasi Respon Struktur

Variasi Bresing	Variasi Lantai	Pushover	$\mu$	R	Kinerja Gedung
CKB	6 LT	Push 2 Pola 1	2.18	3.49	Daktail Parsial
		Push 2 Pola 2	3.40	5.45	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 1	3.28	5.25	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 2	2.73	4.36	Daktail Parsial
	12 LT	Push 2 Pola 1	2.06	3.162	Daktail Parsial
		Push 2 Pola 2	1.80	2.88	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 1	2.64	4.512	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 2	1.97	3.15	Daktail Parsial
	18 LT	Push 2 Pola 1	1.52	2.43	Daktail Parsial
		Push 2 Pola 2	1.90	3.04	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 1	1.15	2.45	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 2	1.59	2.54	Daktail Parsial
OKB	6 LT	Push 2 Pola 1	2.05	3.28	Daktail Parsial
		Push 2 Pola 2	2.56	4.10	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 1	3.15	3.22	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 2	2.13	3.41	Daktail Parsial
	12 LT	Push 2 Pola 1	1.71	3.12	Daktail Parsial
		Push 2 Pola 2	1.67	2.85	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 1	2.27	2.45	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 2	1.95	2.896	Daktail Parsial
	18 LT	Push 2 Pola 1	1.45	2.496	Daktail Parsial
		Push 2 Pola 2	1.76	2.816	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 1	1.13	3.008	Daktail Parsial
		Push 3 Pola 2	1.53	2.448	Daktail Parsial

Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.21 Perbandingan Faktor R CKB dan OKB 6 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri



Gambar 4.22 Perbandingan Faktor R CKB dan OKB 12 Lantai  
Sumber : Olahan Sendiri

#### 4.3.4 Analisis Kekakuan Struktur

Nilai kekakuan dari suatu struktur diperoleh dari perbandingan beban saat struktur mengalami sendi plastis pertama dengan perpindahan yang terjadi pada saat sendi plastis terjadi pertama kali. Hal ini karena kekakuan dicari saat struktur akan mengalami plastifikasi.

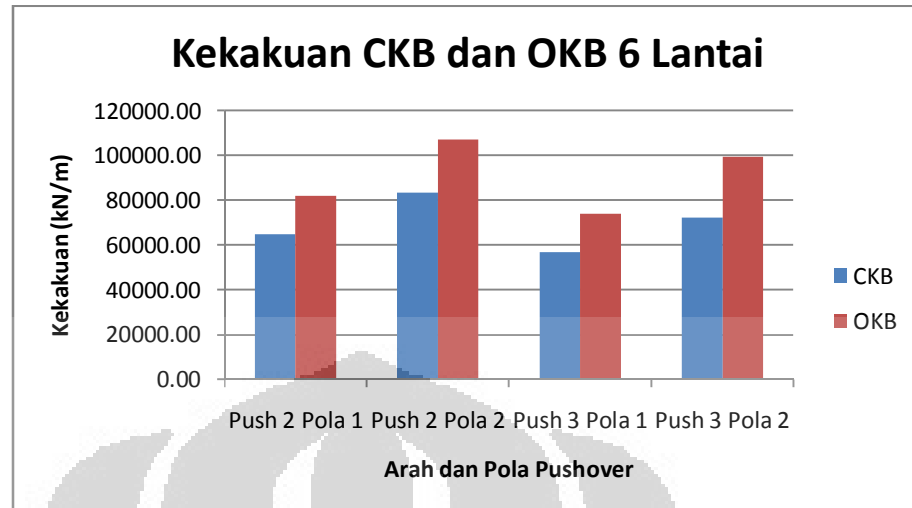
Adapun di bawah ini merupakan kekakuan dari model struktur dengan variasi arah pembebanan pushover dan pola distribusi beban lateral.

Tabel 4.21 Perbandingan Kekakuan Model Struktur

Variasi Bresing	Variasi Lantai	Pushover	Gaya (kN)	Perpindahan (m)	Kekakuan (kN/m)
CKB	6 LT	Push 2 Pola 1	7118.73	0.1099	64774.62
		Push 2 Pola 2	8151.36	0.0979	83262.12
		Push 3 Pola 1	6008.37	0.1061	56629.28
		Push 3 Pola 2	6577.07	0.0911	72196.14
	12 LT	Push 2 Pola 1	4774.46	0.1178	40530.21
		Push 2 Pola 2	7148.56	0.1313	54444.46
		Push 3 Pola 1	3634.80	0.1373	26473.42
		Push 3 Pola 2	4942.82	0.1417	34882.30
	18 LT	Push 2 Pola 1	5055.29	0.148	34157.39
		Push 2 Pola 2	7611.55	0.156	48791.96
		Push 3 Pola 1	4282.26	0.1973	21704.31
		Push 3 Pola 2	5772.88	0.1886	30609.09
OKB	6 LT	Push 2 Pola 1	4745.33	0.0582	81534.81
		Push 2 Pola 2	6981.29	0.0654	106747.61
		Push 3 Pola 1	4560.37	0.0576	79173.02
		Push 3 Pola 2	6725.20	0.0683	98465.62
	12 LT	Push 2 Pola 1	4302.99	0.148	29074.25
		Push 2 Pola 2	6984.00	0.1663	41996.40
		Push 3 Pola 1	3467.64	0.148	23429.99
		Push 3 Pola 2	5487.03	0.166	33054.40
	18 LT	Push 2 Pola 1	4825.71	0.1246	38729.62
		Push 2 Pola 2	5638.91	0.1079	52260.53
		Push 3 Pola 1	4904.30	0.1217	40298.29
		Push 3 Pola 2	4910.58	0.07	70151.15

Sumber : Olahan Sendiri

Dari tabel di atas diperoleh nilai kekakuan terbesar terdapat pada model struktur OKB dengan nilai kekakuan 106748,89 kN. Hal ini sesuai dengan hipotesis awal bahwa struktur OKB bersifat lebih kaku dibandingkan struktur CKB. Selain itu, kekakuan pada struktur OKB lebih besar disebabkan oleh nilai *base force* struktur pada saat terjadi sendi plastis pertama kali besar dan perpindahan pada saat terjadi sendi plastis pertama kali yang terjadi kecil. Untuk bangunan 6 lantai, struktur OKB rata-rata lebih kaku 12,6% dari struktur CKB.



Gambar 4.23 Perbandingan Kekakuan CKB dan OKB 6 Lantai

Sumber : Olahan Sendiri

#### 4.3.5 Analisis Titik Kinerja (*Performance Point*)

Titik kinerja untuk evaluasi didapatkan dengan metode FEMA 356. Titik kinerja (*performance point*) merupakan besarnya perpindahan titik pada atap pada saat mengalami gempa nominal. Selanjutnya diatas kurva pushover dapat digambarkan secara kualitatif kondisi kerusakan yang terjadi pada level kinerja yang ditetapkan agar dapat diilustrasikan seberapa besar kerusakan itu terjadi. Acuan perencanaan berbasis kinerja berdasarkan kategori level kinerja struktur, yakni :

- a. Operasional = Tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non-struktur (bangunan tetap berfungsi).
- b. Segera dapat dipakai (IO = *Immediate Occupancy*), yaitu tidak ada kerusakan yang berarti pada struktur, dimana kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa.
- c. Keselamatan penghuni terjamin (LS = *Life-Safety*), yaitu terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen non-struktur masih ada tetapi tidak berfungsi. Dapat dipakai lagi jika sudah dilakukan perbaikan.
- d. Terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*) yaitu kerusakan yang berarti pada komponen struktur dan non-struktur.

Kekuatan struktur dan kekakuannya berkurang banyak, hampir runtuh. Kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan yang rusak sangat mungkin terjadi.

Tabel 4.22 Titik Kinerja Berdasarkan Level Kinerja Struktur Model CKB 6 Lantai

Pola Beban Lateral	Titik Kinerja ( <i>Performance Point</i> )					Step			
	V (kN)	D (m)	Step	Kondisi	Teff	1st Hinge	LS	C	D
Push 2 Pola 1	5005.53	0.077	3-4	B	0.625	5 (B)	0	6 (Bresing)	18
Push 2 Pola 2	5213.441	0.063	4-5	B	0.568	4 (B)	0	5 (Bresing)	16
Push 3 Pola 1	5131.035	0.092	3-4	B	0.676	5 (B)	0	6 (Bresing)	12
Push 3 Pola 2	5355.716	0.074	3-4	B	0.618	4 (B)	0	5 (Bresing)	9

Sumber : Olahan Sendiri

Pada saat pemodelan, dihasilkan kurva hubungan beban dan perpindahan. Kemudian kurva tersebut di-plot-kan dalam format ADRS (*acceleration displacement response spectrum*) dimana format tersebut merupakan konversi dari kurva hubungan gaya geser dasar dengan perpindahan lateral titik kontrol. Selain itu gerakan tanah dikonversi ke format ADRS (Ca dan Cv). Sehingga, kurva kapasitas dapat di-plot-kan pada sumbu yang sama sebagai gaya gempa yang diperlukan. Adapun *performance point* pada model CKB dan OKB sebagai berikut.

Tabel 4.23 *Performance Point* Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-x  
Pola 1

Parameter	6 Lantai		12 Lantai		18 Lantai	
	CKB	OKB	CKB	OKB	CKB	OKB
Sa (g)	0.607	0.599	0.429	0.411	0.31	0.314
Sd (m)	0.059	0.044	0.139	0.155	0.219	0.206
V (kN)	5005.536	4779.057	6948.093	5957.101	6814.863	6735.6
D (m)	0.077	0.058	0.181	0.209	0.186	0.179

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.24 *Performance Point* Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-y Pola 1

Parameter	6 Lantai		12 Lantai		18 Lantai	
	CKB	OKB	CKB	OKB	CKB	OKB
Sa (g)	0.607	0.584	0.338	0.373	0.236	0.302
Sd (m)	0.069	0.046	0.174	0.176	0.267	0.197
V (kN)	5136.51	4683.391	5481.08	5461.059	5064.989	7327.92
D (m)	0.091	0.062	0.229	0.24	0.21	0.194

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.25 *Performance Point* Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-y Pola 2

Parameter	6 Lantai		12 Lantai		18 Lantai	
	CKB	OKB	CKB	OKB	CKB	OKB
Sa (g)	0.607	0.607	0.502	0.502	0.361	0.36
Sd (m)	0.049	0.036	0.126	0.137	0.19	0.176
V (kN)	5212.765	5059.752	8446.22	7675.856	8445.441	8269.07
D (m)	0.063	0.047	0.157	0.183	0.173	0.162

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.26 *Performance Point* Model CKB dan OKB dengan Pushover arah-y Pola 2

Parameter	6 Lantai		12 Lantai		18 Lantai	
	CKB	OKB	CKB	OKB	CKB	OKB
Sa (g)	0.607	0.607	0.382	0.441	0.267	0.289
Sd (m)	0.058	0.039	0.157	0.155	0.232	0.21
V (kN)	5355.643	5112.414	6477.75	6816.931	6379.32	6711.93
D (m)	0.074	0.052	0.198	0.208	0.217	0.01

Sumber : Olahan Sendiri

Berdasarkan tabel di atas dapat dilihat bahwa model struktur CKB memiliki nilai perpindahan yang lebih besar dibandingkan model struktur OKB. Hal ini merupakan keunggulan dari model struktur OKB. Selain itu, nilai gaya gempa nominal model struktur CKB lebih besar dibandingkan model struktur OKB. Sehingga, diharapkan model struktur CKB dapat menahan gaya gempa yang lebih besar dibandingkan model struktur OKB.



Dari 24 model dengan pola dan arah pushover yang berbeda, diambil kemungkinan terburuk dari masing – masing arah dari tiap lantai. Adapun detail level kinerja tiap model struktur ada di lampiran. Berikut detail level kinerja yang terjadi pada model struktur CKB dan OKB 6 lantai dengan *pushover* arah-x dan arah-y.

Tabel 4.27 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 1 Pushover arah-x

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	4
	V (kN)	6560.9995
	D (m)	0.1013
	Level Kinerja	B
OKB	Step	4
	V	4791.4165
	D	0.0582
	Level Kinerja	IO

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.28 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 2 Pushover arah-x

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	3
	V (kN)	6328.7197
	D (m)	0.076
	Level Kinerja	B
OKB	Step	2
	V	5412.1689
	D	0.0507
	Level Kinerja	B

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.29 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 1 Pushover arah-y

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	4
	V (kN)	5740.41
	D (m)	0.1013
	Level Kinerja	B
OKB	Step	8
	V (kN)	6337.47
	D (m)	0.0858
	Level Kinerja	D

Sumber : Olahan Sendiri

Tabel 4.30 Perbandingan Level Kinerja Model Struktur Pola 2 Pushover arah-y

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	3
	V (kN)	5487.4
	D (m)	0.076
	Level Kinerja	B
OKB	Step	3
	V (kN)	6725.2
	D (m)	0.0678
	Level Kinerja	C

Sumber : Olahan Sendiri

Untuk merencanakan bangunan tahan gempa diperlukan estimasi mengenai kemungkinan terburuk dari level kinerja suatu bangunan. Maka pada model struktur OKB diambil yang memiliki level kinerja paling rendah dari berbagai macam variasi pola dan arah pembebanan *pushover*. Sehingga bangunan dapat dipastikan aman saat pelaksanaan konstruksi.

## BAB 5

### KESIMPULAN

#### 5.1 Kesimpulan

Kesimpulan pada penelitian ini hanya berlaku untuk bangunan 6, 12, dan 18 lantai dengan struktur baja yang berada di wilayah DKI Jakarta dengan kondisi tanah lunak. Analisis dinamik menggunakan respons spektrum menggunakan peraturan RSNI-03-1726-201x. Penelitian ini hanya berlaku pada saat bresing diletakkan di tengah bentang (*bays*) dimana jumlah bentang untuk arah-x dan arah-y adalah 3 buah dengan panjang bentang 4 m. Selain itu, penelitian ini dilakukan dengan model 3D dimana dimensi profil terbatas pada dimensi yang sudah ditetapkan pada saat *preliminary sizing* dan lolos *stress check*. Berdasarkan penelitian yang dilakukan, dapat disimpulkan bahwa:

- Untuk bangunan CKB dan OKB dengan ketinggian 6 lantai serta 12 lantai, nilai daktilitas lebih besar pada arah-y
- Struktur CKB memiliki nilai daktilitas rata-rata lebih tinggi 1,11 kali struktur OKB sehingga energi dissipasinya lebih besar
- Struktur OKB memiliki nilai perpindahan rata-rata lebih kecil 1,74 kali struktur CKB, sehingga kekakuan struktur OKB lebih besar.
- Pada analisis *pushover* baik struktur CKB maupun OKB, terjadi kerusakan pada bresing terlebih dahulu sehingga struktur utama aman dan masih dalam batas sebelum mencapai *Life Safety*.

#### 5.2 Saran

- Perlu dilakukan studi lebih lanjut menggunakan metode yang berbeda untuk menentukan target perpindahan
- Untuk selanjutnya studi bisa dilakukan pada struktur yang memiliki konfigurasi yang tidak simetris dan untuk bangunan tingkat menengah atau tingkat tinggi

## DAFTAR PUSTAKA

- 1) Tim Revisi Peta Gempa Indonesia. 2010. "Ringkasan Hasil Studi Tim Revisi Peta Gempa Indonesia". Kementerian Pekerjaan Umum : Bandung.
- 2) Standar SNI 03-1729-2002. "Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung", Departemen Pekerjaan Umum, Bandung, 2002.
- 3) C.W. Rooder dan E.P. Popov, "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquake," Journal Structure Div. ASCE, 104(ST7), 1978, pp 391-411.
- 4) J. D. Aristizabal-Ochao, "Disposable Knee Bracing: Improvement in Seismic Design of Steel Frames," Journal Structural Engineering., ASCE, No. 7, 112, 1986, pp 1544-1552.
- 5) T. Balendra, M.T. Sam, dan C.Y. Liaw, "Diagonal Brace with Ductile Knee Anchor for Seismic Steel Frame," Earthquake Engineering Structure Dynamic, No.6,19,1990, pp 847-858.
- 6) T. Balendra, Lim EL, Lee SL, "Ductile Knee Braced Frames with Shear Yielding Knee for Seismic Resistant Structures," Engineering Structures, 1994, Vol16(4), pp263-9
- 7) Miri, Mahmoud, Abdolreza Zare, Hossein Abbas Zadeh, "Seismic Behaviour of Steel Frames Investigation with Knee Brace Based on Pushover Analysis," Engineering and Technology 50, 2009.
- 8) Standar RSNI 03-1726-201X, "Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung", Badan Standarisasi Nasional, Bandung, 2011.
- 9) Naeemi, Mina and Majid Bozorg. 2009. "Seismic Performance of Knee Braced Frame", World Academy of Science, Engineering and Technology 50.
- 10) Zhen, Hueng, Qing-song Li, Long-zhu Chen. 2005. "Elastoplastic analysis of knee bracing frame". Journal of Zhejiang University SCIENCE vol. 6A(8):784-789.
- 11) American Institute of Steel Construction. 2005. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"
- 12) Wibowo, Edy Purwanto, Dwi Yanto. 2010. "Menentukan Level Kinerja Struktur Beton Bertulang Pasca Gempa". Media Teknik Sipil, Volume XI.

- <sup>13)</sup>Clement, Denis Emile.2002.“Seismic Analysis of Knee Elements for Steel Frames”.Tesis : University of Oxford.
- <sup>14)</sup>Farzad, Naeim. 2000. “Seismic Design Handbook second edition” Kluwer Academic Publisher : California.
- <sup>15)</sup>Chopra, Anil. K., “Dynamic of Structure Theory And Applications To Earthquake Engineering”, Prentice Hall Inc., New Jersey, 1995
- <sup>16)</sup>Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. “Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung”. Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan:Bandung.
- <sup>17)</sup>Lukman, Geraldi. 2011. “Studi Perbandingan Gaya Gempa pada Bangunan Tingkat Rendah di Jakarta Berdasarkan SNI 03-1726-1989, SNI 03-1726-2002, dan SNI 03-1726-2011”, Laporan Penelitian, Universitas Indonesia.
- <sup>18)</sup>Sumargo, Rheza Andhy K, Hermansa. 2008. “Evaluasi Perbandingan Kinerja Bangunan Momen Frame dengan Eccentrically Braced Frame”. Jurnal Teknik Volume VII, No.2
- <sup>19)</sup>Dewobroto, Wiryanto.2006. “Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover”, Jurnal Teknik Sipil Vol. 3 no.1
- <sup>20)</sup>Federal Emergency Management Agency 356. 2000.Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings.
- <sup>21)</sup>American Institute of Steel Construction. 1994. Spesification for Steel Buildings Construction.
- <sup>22)</sup>American Society of Civil Engineers. 2005. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE 7-10.
- <sup>23)</sup>Khalifa, Tezar, B.Rahmat.(2004). “Kajian Kinerja Portal Baja Berpengaku Eksentrik”, Laporan Penelitian, Institut Teknologi Bandung.
- <sup>24)</sup>Suhendro, Bambang.(2000).”Analisis Dinamik Struktur”, Yogyakarta.
- <sup>25)</sup>W.P, Yudhistira, Geni, Rengga.(2004). “Kajian Eksperimental Terhadap Nilai Daktilitas dan Faktor Jenis Struktur Portal Terbuka, Portal dengan diperkaku Konsentrik, dan Portal dengan Diperkaku Eksentrik”, Laporan Penelitian, Institut Teknologi Bandung.

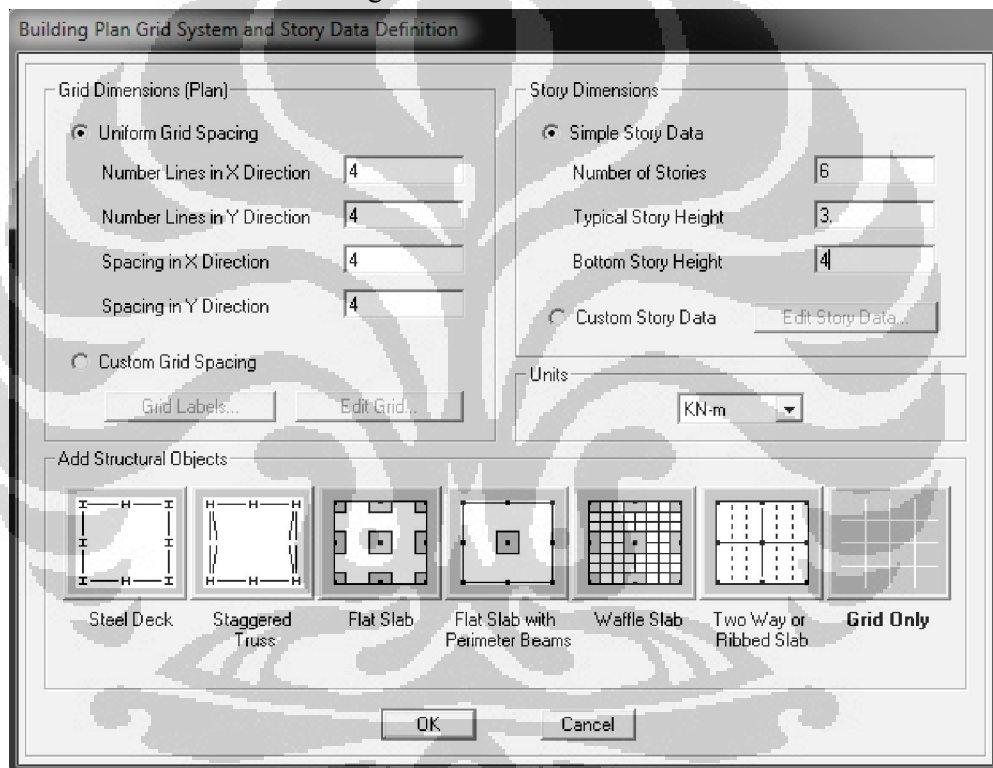
## LAMPIRAN

### Lampiran 1. Tahapan pemodelan bangunan menggunakan *software* ETABS ver. 9.7.0

Berikut ini adalah contoh pembuatan model struktur bangunan dengan jarak antar kolom yaitu 4 meter dengan jumlah lantai 6 buah. Ketinggian lantai paling bawah yaitu 4 m, selanjutnya tipikal dengan ketinggian 3 m. Beban gempa yang digunakan adalah beban gempa menurut RSNI-03-1726-201X.

#### 1. Buka program ETABS ver. 9.7.0, pilih File, New Model

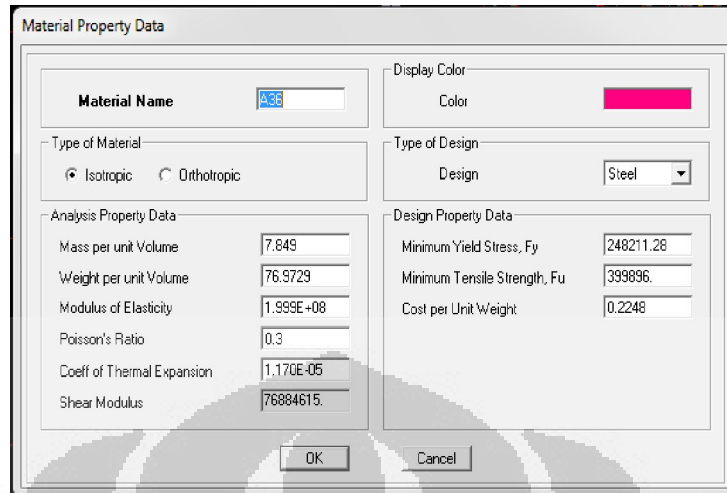
- Masukan data sebagai berikut:



Satuan yang digunakan kN-m lalu pilih Grid Only, lalu klik OK.

#### 2. Define Material

- Pilih Define, Material Properties, Steel, Modify.
- Untuk baja menggunakan tipe A36 dengan properti sebagai berikut :



The image shows a 'Material Property Data' dialog box. It has several sections: 'Material Name' with a text box containing 'Steel', 'Display Color' with a color swatch, 'Type of Material' with radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic', 'Type of Design' with a dropdown menu set to 'Steel', 'Analysis Property Data' with fields for Mass per unit Volume (7.849), Weight per unit Volume (76.9729), Modulus of Elasticity (1.999E+08), Poisson's Ratio (0.3), Coeff of Thermal Expansion (1.170E-05), and Shear Modulus (76884615), and 'Design Property Data' with fields for Minimum Yield Stress, Fy (248211.28), Minimum Tensile Strength, Fu (399896), and Cost per Unit Weight (0.2248). There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

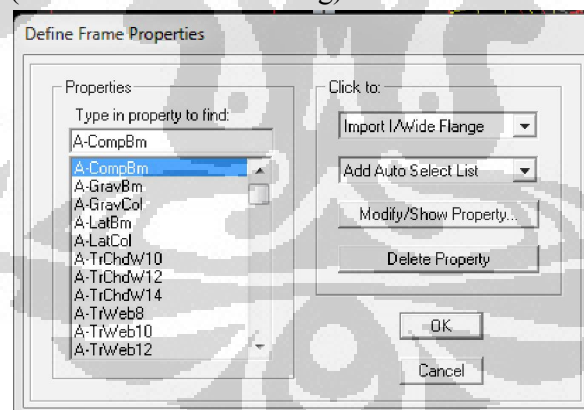
Pilih OK

### 3. Define Elemen Struktur

Elemen struktur terbagi menjadi 4 yaitu kolom, balok, *knee*, dan bresing. Dimensi profil dibatasi dalam sekian range profil WF dan menggunakan system auto select.

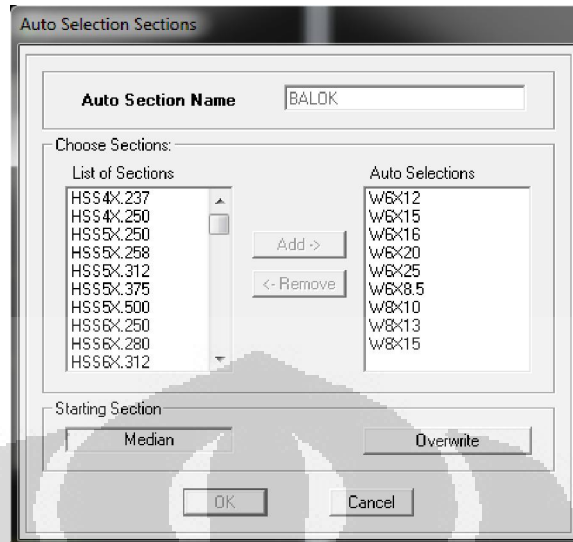
Berikut adalah langkah-langkahnya:

- Pilih Define, Frame Section, lalu pada scroll box, pilih auto select, klik modify. Lalu section name diubah sesuai kebutuhan (kolom/balok/knee/bresing).



The image shows a 'Define Frame Properties' dialog box. It has a 'Properties' section with a list of frame types: A-CompBm, A-GravBm, A-GravCol, A-LatBm, A-LatCol, A-TrChdW10, A-TrChdW12, A-TrChdW14, A-TrWeb8, A-TrWeb10, and A-TrWeb12. The 'A-CompBm' item is selected. There is a 'Click to:' section with dropdown menus for 'Import I/Wide Flange' and 'Add Auto Select List'. Below these are buttons for 'Modify/Show Property...', 'Delete Property', 'OK', and 'Cancel'.

- Kemudian blok profil WF dari range yang mendekati dengan kebutuhan. Urutan dimensi profil dari paling besar ke kecil yakni kolom – balok – knee – bresing. Range dimensi kolom lebih besar daripada balok. Range terkecil yakni dimensi bresing.



#### 4. Menginstall elemen struktur

##### a. Kolom

- Pilih toolbar di sebelah kiri, Create Column in Region
- Pilih kolom yang akan digunakan, lalu blok area
- Lakukan pada setiap lantainya

##### b. Balok

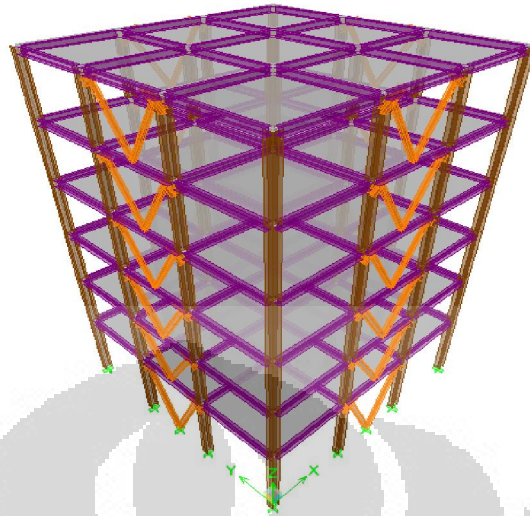
- Pilih toolbar di sebelah kiri, Create Line in Region
- Pada toolbox property, pilih balok yang akan digunakan, lalu blok area
- Lakukan pada setiap lantainya

##### c. Pelat

- Pilih toolbar di sebelah kiri, Create Areas at Click
- Pada toolbox property, pilih pelat yang akan digunakan, lalu click satu-satu pelat
- Lakukan pada setiap lantainya

Maka hasilnya adalah sebagai berikut:





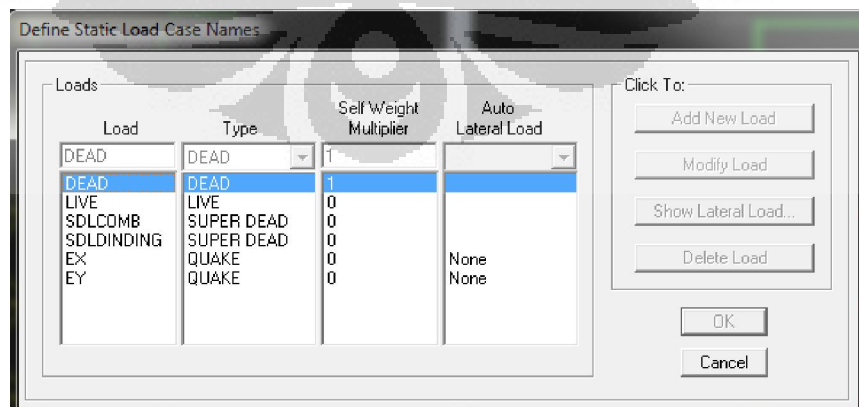
### 5. Memberi perletakan

- Klik toolbar “set plan view” yang terletak di atas, pada toolbox set plan level pilih BASE
- Blok area, lalu pilih menu Assign, Joint/Point, Restraint, lalu pilih perletakan jepit

### 6. Menentukan static load cases

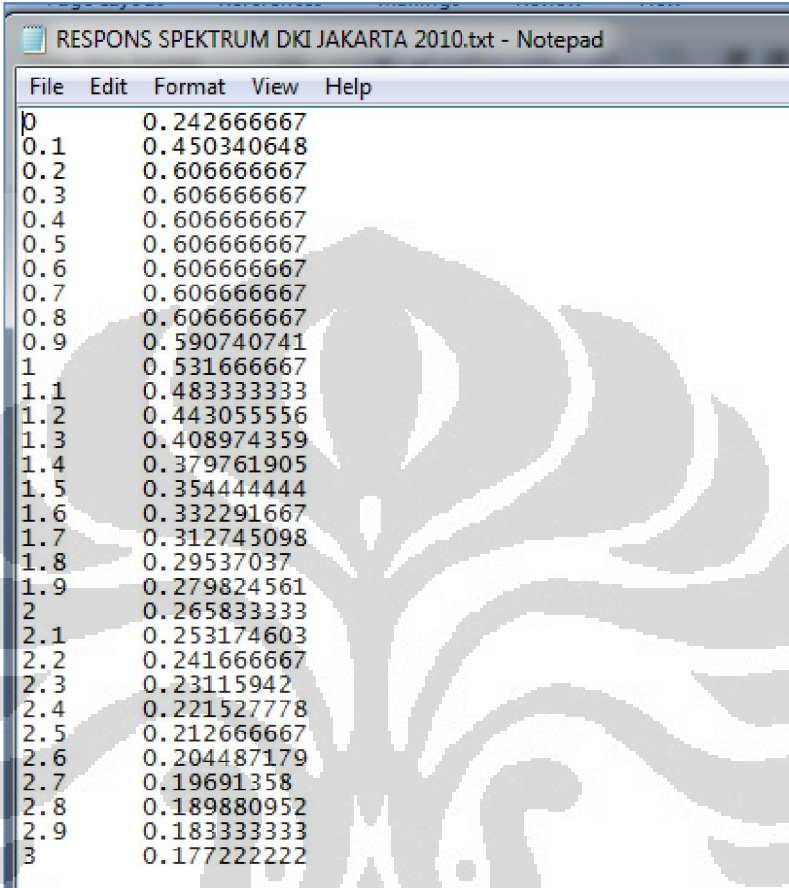
- Pilih define, static load cases
- Lalu pada toolbox load, ketikkan SDLCOMB
- Pada toolbox type, pilih super dead
- Pada toolbox set weight multiplier, masukkan angka 0
- Lalu add new load
- Lakukan hal yang sama pada SLDLINDING

Sehingga akan didapat tampilan seperti berikut:



## 7. Memasukkan beban gempa

Untuk memudahkan, maka sebaiknya beban gempa di masukkan ke dalam note pad (file dengan extensi .txt), seperti contoh berikut

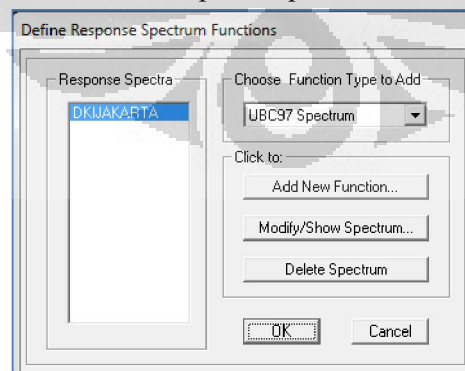


Time (s)	Acceleration (m/s <sup>2</sup> )
0	0.242666667
0.1	0.450340648
0.2	0.606666667
0.3	0.606666667
0.4	0.606666667
0.5	0.606666667
0.6	0.606666667
0.7	0.606666667
0.8	0.606666667
0.9	0.590740741
1	0.531666667
1.1	0.483333333
1.2	0.443055556
1.3	0.408974359
1.4	0.379761905
1.5	0.354444444
1.6	0.332291667
1.7	0.312745098
1.8	0.29537037
1.9	0.279824561
2	0.265833333
2.1	0.253174603
2.2	0.241666667
2.3	0.23115942
2.4	0.221527778
2.5	0.212666667
2.6	0.204487179
2.7	0.19691358
2.8	0.189880952
2.9	0.183333333
3	0.177222222

Kolom pertama menunjukkan waktu, sedangkan kolom kedua menunjukkan percepatan respons spektrum.

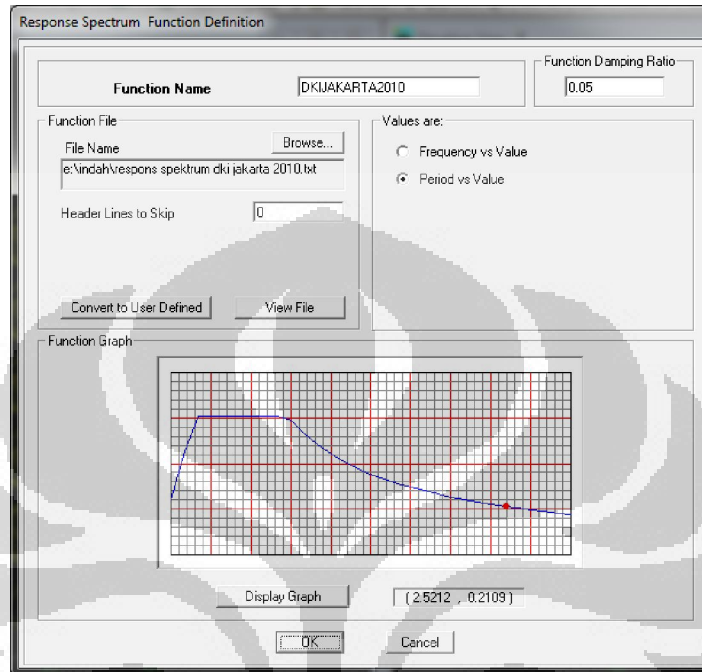
Untuk memasukkan beban gempa, ikuti langkah berikut ini:

- Pilih define, response spektrum functions



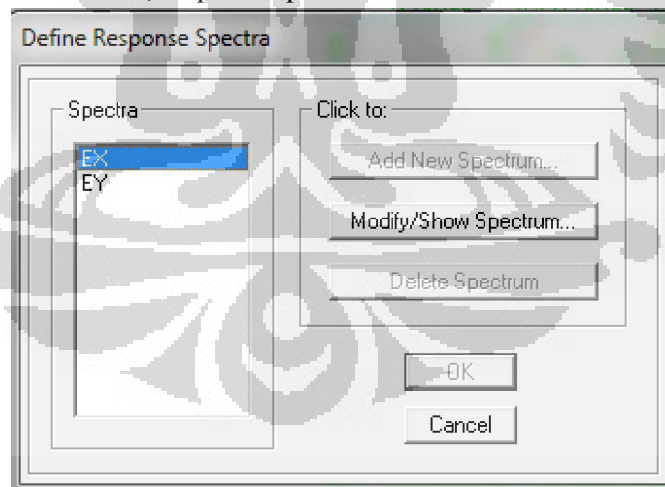
- Pada scroll box yang ada, pilih spektrum from file – add new function
- Lalu browse file beban gempa yang telah di save sebelumnya

- Lalu pada kotak values are, pilih “period vs value”
- Lalu pilih display graph, sehingga akan didapatkan tampilan sebagai berikut:



## 8. Mendefinisikan Respons Spektrum Cases

- Pilih define, response spektrum cases



- Pilih add new spektrum, lalu masukkan data EX sebagai berikut

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** EX

Structural and Function Damping  
Damping 0.05

Modal Combination  
 CQC  SRSS  ABS  GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
 SRSS  ABS Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	DKIJAKAR1	2.8029
U2		
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05  
 Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

- Lalu pilih add new spektrum, lalu masukkan data EY sebagai berikut

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** EY

Structural and Function Damping  
Damping 0.05

Modal Combination  
 CQC  SRSS  ABS  GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
 SRSS  ABS Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	DKIJAKAR1	2.8029
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05  
 Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

\*Cara menghitung *scale factor* yakni dengan cara membagi faktor keutamaan gedung ( $I = 1$ ) dengan koefisien modifikasi respons bangunan ( $R=3,5$ ), lalu di kali dengan percepatan gravitasi ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

Sehingga, didapat *scale factor* yaitu 2,8029.

#### 9. Membuat pelat menjadi rigid diafragma

- Pilih select, by wall/slab/deck sections, pelat, OK
- Pilih assign, shell/area, diaphragm, modify, rigid, OK

#### 10. Menetapkan rigid zone factor

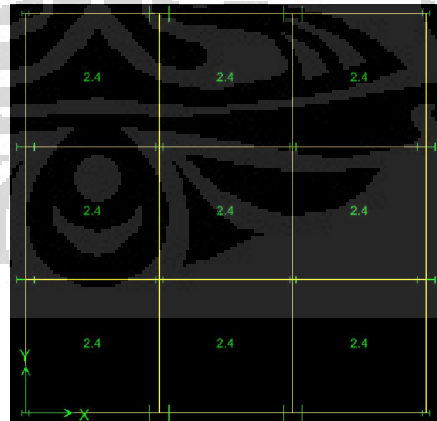
- Pilih select, all
- Pilih assign, frame/line, end (length) offsets
- Masukkan nilai rigid zone factor sebesar 1
- Lalu OK

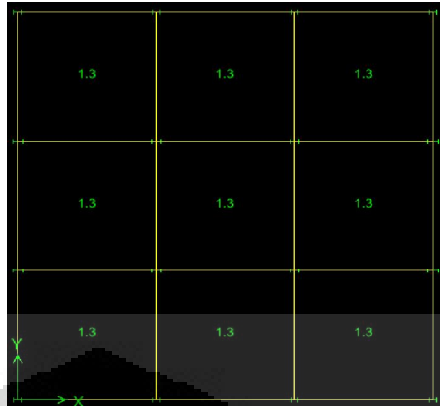
#### 11. Menetapkan panel zone

- Pilih select joint balok-kolom
- Assign frame/line, pilih panel zone, pilih beam-column, OK

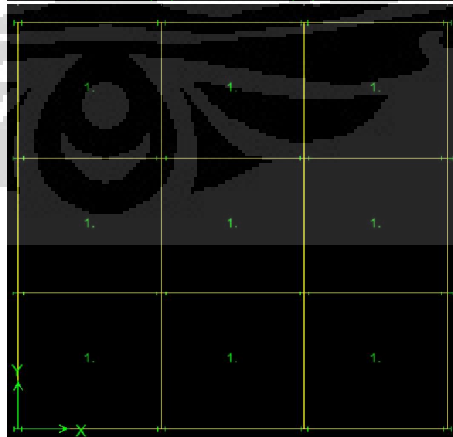
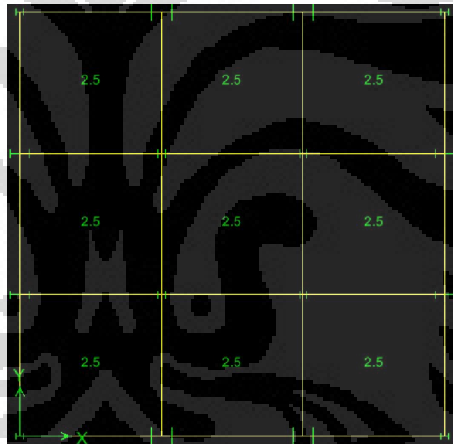
#### 12. Memasukkan beban hidup dan beban mati pada pelat

- Pilih select, wall/slab/deck sections, pelat
- Pilih assign, shell/area load, uniform
- Untuk beban SDLCOMB, masukkan nilai sebesar 2,4 pada lantai 1 sampai 1 lantai sebelum lantai paling atas. Sedangkan untuk lantai paling atas masukkan nilai sebesar 1,3 lalu OK



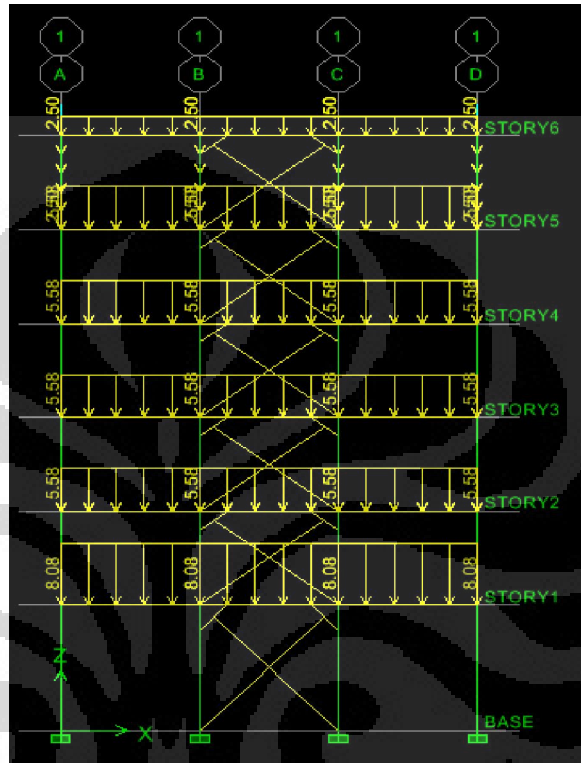


- Pilih select, wall/slab/deck sections, pelat
- Pilih assign, shell/area load, uniform
- Untuk beban live, masukkan nilai sebesar 2,5 lalu OK
- Lalu buka tampilan plan view, untuk lantai paling atas
- Klik setiap pelat yang berada di lantai paling atas
- Pilih assign, shell/area load, uniform
- Untuk beban live, masukkan nilai sebesar 1, lalu OK



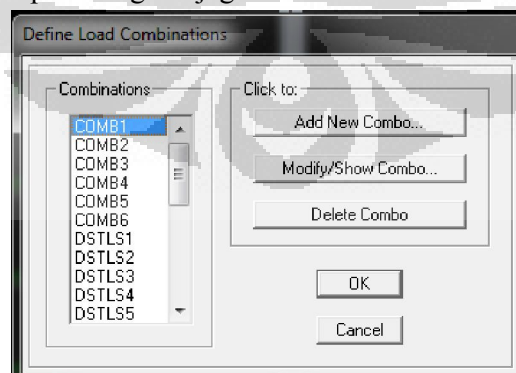
### 13. Memasukkan beban mati pada dinding

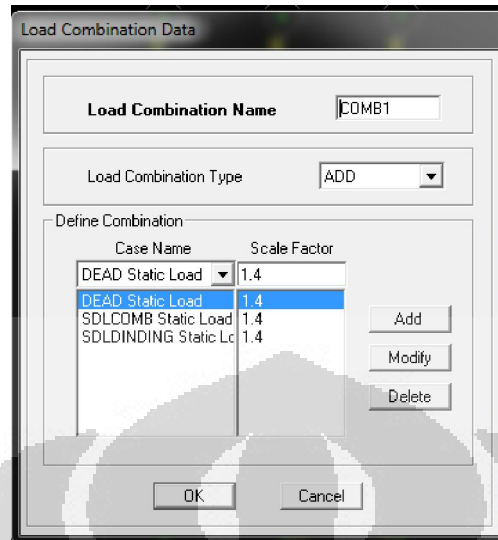
- Pilih select, frame/line (balok), OK
- Assign frame/line load, masukkan nilai sebesar 8,08 untuk lantai paling bawah, kemudian 5,58 untuk lantai kedua sampai 1 lantai dibawah lantai paling atas, lalu 2,5 untuk lantai paling atas



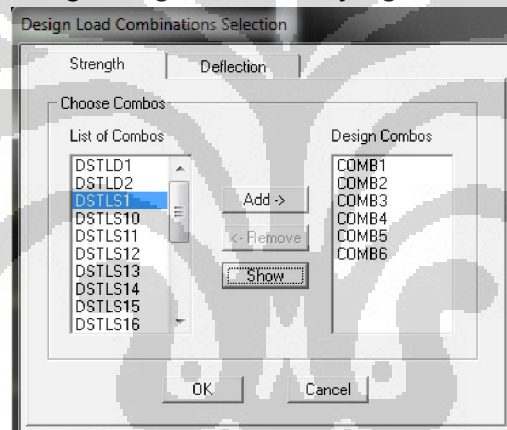
### 14. Menentukan kombinasi beban

- Klik define, pilih define load combination, pilih add new combo, masukkan 18 kombinasi beban dimana gempa vertikal diperhitungkan juga.



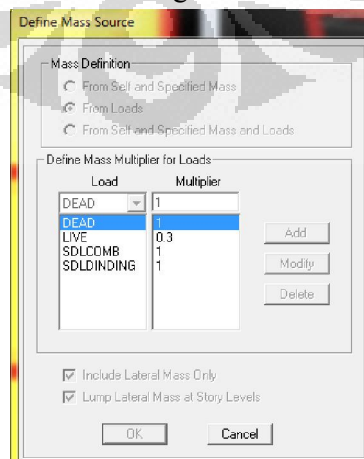


- Pilih design, klik steel design frame, pilih select combo, ganti strength dengan kombinasi yang sudah dibuat sebelumnya.



### 15. Mendefinisikan mass source

- Pilih define, mass source, form loads
- Lalu masukkan data sebagai berikut:





## 16. Menetapkan beban gempa untuk pushover

- Pilih static load cases, pilih EX, pada scroll box pilih IBC2006, klik modify lateral load, masukkan data sebagai berikut, OK

IBC 2006 Seismic Loading

**Direction and Eccentricity**

X Dir       Y Dir  
 X Dir + Eccen Y       Y Dir + Eccen X  
 X Dir - Eccen Y       Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

**Time Period**

Approx. Period      Ct (ft), x =   
 Program Calc      Ct (ft), x = 0.028; 0.8  
 User Defined      T =

**Story Range**

Top Story   
 Bottom Story

**Factors**

Response Modification, R   
 Occupancy Importance, I

**Seismic Coefficients**

0.2 Sec Spectral Accel, Ss   
 1 Sec Spectral Accel, S1   
 Long-Period Transition Period

Site Class   
 Site Coefficient, Fa   
 Site Coefficient, Fv

**Calculated Coefficients**

SDS = (2/3) \* Fa \* Ss   
 SD1 = (2/3) \* Fv \* S1

- Pilih static load cases, pilih EY, pada scroll box pilih IBC2006, klik modify lateral load, masukkan data sebagai berikut, OK

IBC 2006 Seismic Loading

**Direction and Eccentricity**

X Dir       Y Dir  
 X Dir + Eccen Y       Y Dir + Eccen X  
 X Dir - Eccen Y       Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

**Time Period**

Approx. Period      Ct (ft), x =   
 Program Calc      Ct (ft), x = 0.028; 0.8  
 User Defined      T =

**Story Range**

Top Story   
 Bottom Story

**Factors**

Response Modification, R   
 Occupancy Importance, I

**Seismic Coefficients**

0.2 Sec Spectral Accel, Ss   
 1 Sec Spectral Accel, S1   
 Long-Period Transition Period

Site Class   
 Site Coefficient, Fa   
 Site Coefficient, Fv

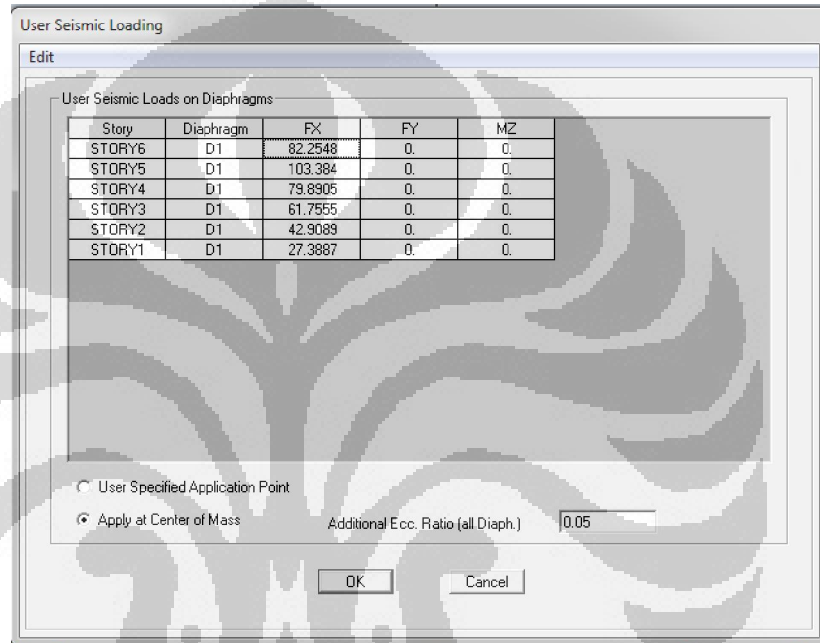
**Calculated Coefficients**

SDS = (2/3) \* Fa \* Ss   
 SD1 = (2/3) \* Fv \* S1

### 17. Mengganti beban lateral sesuai dengan pola distribusi gaya geser lantai

Setelah discale-up kemudian unlock. Kemudian bedakan file antara kombinasi push down-push 2 dengan kombinasi push down-push 3. Setelah dipilih salah satu arah, maka arah yang lain dihilangkan.

- Untuk arah X, pilih static load cases, klik EX, hapus EY, pada scroll box pilih user loads, pilih modify lateral load, masukkan angka sesuai arah yang sudah dihitung sebelumnya pada kolom FX.



- Untuk arah Y, pilih static load cases, klik EY, hapus EX, pada scroll box pilih user loads, pilih modify lateral load, masukkan angka sesuai arah yang sudah dihitung sebelumnya pada kolom FY.

### 18. Mendefinisikan static nonlinear case

- Pilih add new case (pushdown kemudian push arah-x/arah-y)
- Klik pushdown, pilih modify, ganti menjadi UZ, load pattern diubah seperti berikut, OK

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: **PUSHDOWN**

Options

Load to Level Defined by Pattern  
 Push to Disp. Magnitude   
 Use Conjugate Displ. for Control

Monitor: **UZ** |  | **STORY6**  
Start from Previous Case:   
 Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps:   
Maximum Null Steps:   
Maximum Total Steps:   
Maximum Iterations/Step:   
Iteration Tolerance:   
Event Tolerance:

Member Unloading Method: **Unload Entire Structure**  
Geometric Nonlinearity Effects: **P-Delta**

Load Pattern

Load	Scale Factor
DEAD	1.2
LIVE	1.
SDLCOMB	1.2
SDLDINDING	1.2

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

- Klik push 2, pilih modify, ganti menjadi UX, load pattern diubah seperti berikut, OK

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: **PUSH2**

Options

Load to Level Defined by Pattern  
 Push to Disp. Magnitude   
 Use Conjugate Displ. for Control

Monitor: **UX** |  | **STORY6**  
Start from Previous Case:   
 Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps:   
Maximum Null Steps:   
Maximum Total Steps:   
Maximum Iterations/Step:   
Iteration Tolerance:   
Event Tolerance:

Member Unloading Method: **Unload Entire Structure**  
Geometric Nonlinearity Effects: **P-Delta**

Load Pattern

Load	Scale Factor
EX	1.

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Static Nonlinear Case Data

**Static Nonlinear Case Name**

Options

Load to Level Defined by Pattern

Push to Disp. Magnitude

Use Conjugate Displ. for Control

Monitor

Start from Previous Case

Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps

Maximum Null Steps

Maximum Total Steps

Maximum Iterations/Step

Iteration Tolerance

Event Tolerance

Member Unloading Method

Geometric Nonlinearity Effects

Load Pattern

Load	Scale Factor
EX	1.
EX	1.

Add  
Modify  
Delete

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

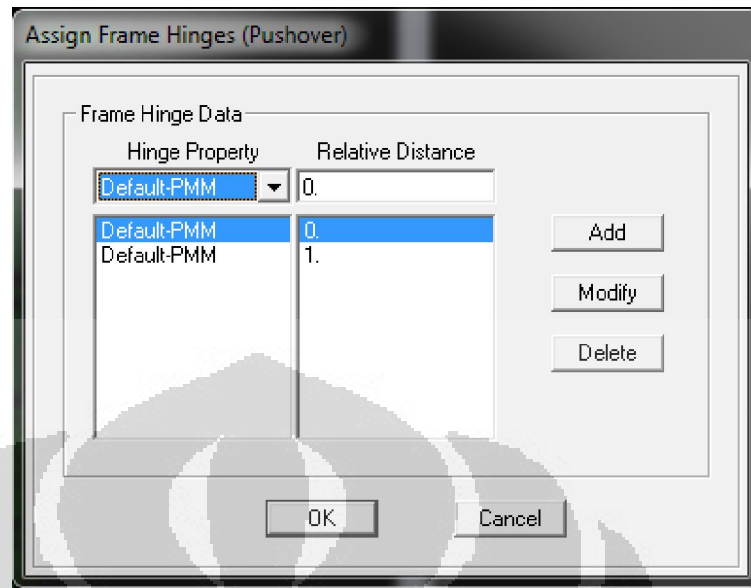
Add  
Modify  
Insert  
Delete

Loads Apply to Added Elements Only

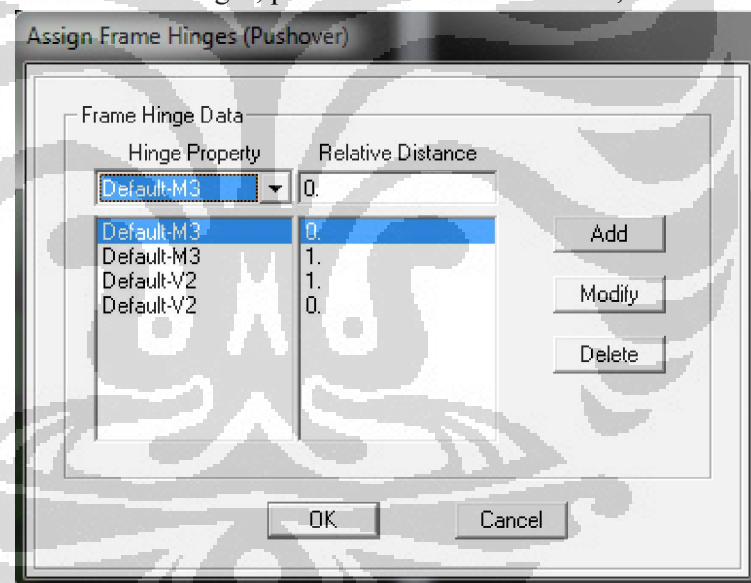
OK Cancel

### 19. Menetapkan sendi plastis

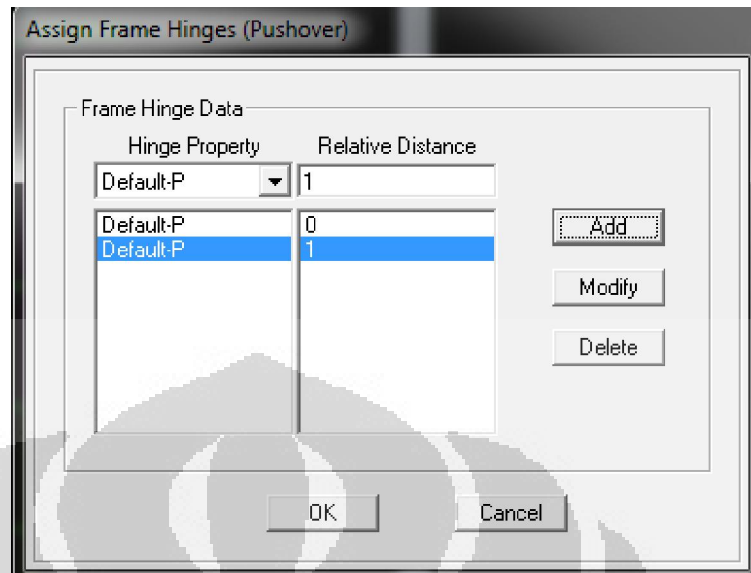
- Select tiap elemen struktur yang akan diberi sendi plastis (kolom, balok, knee, bresing)
- Untuk kolom select semua kolom, pilih assign, pilih frame/line, klik frame nonlinear hinges, pilih default-PMM add 0 dan 1, OK



- Untuk balok select semua balok, pilih assign, pilih frame/line, klik frame nonlinear hinges, pilih default-M3 add 0 dan 1, OK



- Untuk knee select semua knee, pilih assign, pilih frame/line, klik frame nonlinear hinges, pilih default-M3 add 0 dan 1, OK
- Untuk bresing select semua bresing, pilih assign, pilih frame/line, klik frame nonlinear hinges, pilih default-P add 0 dan 1, OK



## Lampiran 2. Perhitungan Analisis Dinamik Bangunan

Massa bangunan tiap lantai untuk tiap model struktur

➤ OKB 6 lantai

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY6	122.235	122.235	6	6	6	6
STORY5	180.142	180.142	6	6	6	6
STORY4	174.023	174.023	6	6	6	6
STORY3	177.313	177.313	6	6	6	6
STORY2	180.22	180.22	6	6	6	6
STORY1	206.77	206.77	6	6	6	6
$\Sigma$	<b>1040.7</b>	<b>1040.7</b>				

➤ CKB 12 lantai

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY 12	114.284	114.284	6	6	6	6
STORY 11	177.053	177.053	6	6	6	6
STORY 10	177.081	177.081	6	6	6	6
STORY 9	192.775	192.775	6	6	6	6
STORY 8	194.233	194.233	6	6	6	6
STORY 7	194.325	194.325	6	6	6	6
STORY6	181.055	181.055	6	6	6	6
STORY5	175.616	175.616	6	6	6	6
STORY4	169.557	169.557	6	6	6	6
STORY3	172.336	172.336	6	6	6	6
STORY2	174.702	174.702	6	6	6	6
STORY1	201.15	201.15	5.98	6.01	6	6
$\Sigma$	<b>2124.17</b>	<b>2124.17</b>				

## ➤ OKB 12 lantai

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY 12	114.284	114.284	6	6	6	6
STORY 11	177.286	177.286	6	6	6	6
STORY 10	177.286	177.286	6	6	6	6
STORY 9	178.834	178.834	6	6	6	6
STORY 8	180.541	180.541	6	6	6	6
STORY 7	180.541	180.541	6	6	6	6
STORY6	181.108	181.108	6	6	6	6
STORY5	176.181	176.181	6	6	6	6
STORY4	170.063	170.063	6	6	6	6
STORY3	172.411	172.411	6	6	6	6
STORY2	174.94	174.94	6	6	6	6
STORY1	201.158	201.158	5.98	5.99	6	6
$\Sigma$	<b>2084.63</b>	<b>2084.63</b>				

## ➤ CKB 18 lantai

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY 18	143.9455	143.9455	6	6	5.998	6
STORY 17	174.6232	174.6232	6	6	5.998	6
STORY 16	174.7146	174.7146	6	6	5.997	6
STORY 15	176.0428	176.0428	6	6	5.997	6
STORY 14	177.4619	177.4619	6	6	5.996	6
STORY 13	177.5256	177.5256	6	6	5.996	6
STORY 12	179.1334	179.1334	6	6	5.995	6
STORY 11	180.7876	180.7876	6	6	5.994	6
STORY 10	180.7876	180.7876	6	6	5.993	6
STORY 9	182.1435	182.1435	6	6	5.991	6
STORY 8	183.6596	183.6596	6	6	5.99	6
STORY 7	183.6596	183.6596	6	6	5.987	6
STORY6	185.0061	185.0061	6	6	5.983	6
STORY5	180.2463	180.2463	6	6	5.977	6
STORY4	174.187	174.187	6	6	5.966	6
STORY3	176.3723	176.3723	6	6	5.964	6
STORY2	178.3514	178.3514	6	6	5.999	6
STORY1	204.9777	204.9777	5.98	6.01	6	6
$\Sigma$	<b>3213.6257</b>	<b>3213.6257</b>				



## ➤ OKB 18 lantai

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY 18	113.7945	113.7945	6	6	5.975	6
STORY 17	174.828	174.828	6	6	5.972	6
STORY 16	174.959	174.959	6	6	5.968	6
STORY 15	176.2737	176.2737	6	6	5.963	6
STORY 14	177.6787	177.6787	6	6	5.958	6
STORY 13	177.6414	177.6414	6	6	5.952	6
STORY 12	179.295	179.295	6	6	5.945	6
STORY 11	180.8378	180.8378	6	6	5.936	6
STORY 10	180.8378	180.8378	6	6	5.925	6
STORY 9	182.2592	182.2592	6	6	5.91	6
STORY 8	183.8268	183.8268	6	6	5.891	6
STORY 7	183.8268	183.8268	6	6	5.865	6
STORY 6	185.1873	185.1873	6	6	5.825	6
STORY 5	180.4275	180.4275	6	6	5.783	6
STORY 4	174.5937	174.5937	5.997	6	5.794	6
STORY 3	176.5071	176.5071	5.997	6	5.846	6
STORY 2	178.2901	178.2901	5.997	6	5.956	6
STORY 1	205.3407	205.3407	5.975	5.99	5.96	6
$\Sigma$	<b>3186.4051</b>	<b>3186.405</b>				

## Partisipasi Massa Tiap Model Struktur

## ➤ OKB 6 lantai

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.56753	0	78.0871	0	78.0871
2	0.54735	77.4219	0	77.4219	78.0871
3	0.39223	0	0	77.4219	78.0871
4	0.18718	0	17.7371	77.4219	95.8242
5	0.17643	17.5126	0	94.9346	95.8242
6	0.12823	0	0	94.9346	95.8242
7	0.10263	0	2.6305	94.9346	98.4547
8	0.09465	3.312	0	98.2465	98.4547
9	0.07555	0	1.1912	98.2465	99.6459
10	0.07002	0	0	98.2465	99.6459
11	0.06704	1.2656	0	99.5122	99.6459
12	0.0623	0	0.2153	99.5122	99.8612

## ➤ CKB 12 lantai

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.37878	0	79.5208	0	79.5208
2	1.10764	78.4539	0	78.4539	79.5208
3	0.88501	0	0	78.4539	79.5208
4	0.44684	0	11.7874	78.4539	91.3082
5	0.35695	9.555	0	88.0089	91.3082
6	0.28901	0	0	88.0089	91.3082
7	0.27202	0	4.8282	88.0089	96.1364
8	0.21281	5.9251	0	93.934	96.1364
9	0.18569	0	1.727	93.934	97.8634
10	0.18012	0	0	93.934	97.8634
11	0.14359	0	1.035	93.934	98.8984
12	0.13648	2.0448	0	95.9789	98.8984

## ➤ OKB 12 lantai

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.39148	0	72.1099	0	72.1099
2	1.23433	71.2593	0	71.2593	72.1099
3	0.93118	0	0	71.2593	72.1099
4	0.41695	0	16.7856	71.2593	88.8955
5	0.37487	15.9543	0	87.2136	88.8955
6	0.28129	0	0	87.2136	88.8955
7	0.22422	0	5.4424	87.2136	94.3379
8	0.19835	5.4172	0	92.6308	94.3379
9	0.15544	0	2.9627	92.6308	97.3006
10	0.15082	0	0	92.6308	97.3007
11	0.13252	2.9973	0	95.6281	97.3007
12	0.11894	0	1.0472	95.6281	98.3479

## ➤ CKB 18 lantai

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.14853	0	70.4501	0	70.4501
2	1.70486	70.3195	0	70.3195	70.4501
3	1.31421	0	0	70.3195	70.4501
4	0.77704	0	16.2477	70.3195	86.6978
5	0.56726	15.6518	0	85.9713	86.6978
6	0.47357	0	0	85.9713	86.6978
7	0.42855	0	5.955	85.9713	92.6528
8	0.30795	5.0928	0	91.064	92.6528
9	0.29872	0	3.0631	91.064	95.7159
10	0.26668	0	0.0001	91.064	95.716
11	0.22767	0	1.6293	91.064	97.3453
12	0.20956	3.0441	0	94.1081	97.3453

## ➤ OKB 18 lantai

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2.00035	0	68.1795	0	68.18
2	1.6483	69.3717	0	69.3717	68.18
3	1.21873	0	0.0004	69.3717	68.18
4	0.67684	0	16.4465	69.3717	84.627
5	0.5319	15.9915	0	85.3633	84.627
6	0.42012	0	0	85.3633	84.627
7	0.36135	0	6.1947	85.3633	90.821
8	0.2825	5.1661	0	90.5294	90.821
9	0.24407	0	3.5291	90.5294	94.35
10	0.23049	0	0.0064	90.5294	94.357
11	0.19072	3.1546	0	93.684	94.357
12	0.18267	0	1.7441	93.684	96.101

### Distribusi Gaya Lateral per Lantai

Nilai Vix maupun Viy merupakan pola pembebanan pushover yang pertama.

#### ➤ OKB 6 Lantai Arah-X dan Arah-Y

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvx	V	Fix	Vix
6	122.235	19	1.02367	2790.18	0.20566	1769.71	363.956	363.95582
5	180.142	16		3480.47	0.25654		453.999	817.95446
4	174.023	13		2716.22	0.20021		354.308	1172.2627
3	177.313	10		2116.65	0.15601		276.1	1448.3627
2	180.22	7		1493.86	0.11011		194.862	1643.2251
1	206.77	4		969.652	0.07147		126.483	1769.7083
<b>Σ</b>	<b>1040.7</b>			<b>13567</b>				

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvy	V	Fiy	Viy
6	122.235	19	1.03376	3017.16	0.20593	1769.71	364.442	364.442
5	180.142	16		3771.81	0.25744		455.597	820.039
4	174.023	13		2936.4	0.20042		354.688	1174.73
3	177.313	10		2282.62	0.1558		275.717	1450.44
2	180.22	7		1605.47	0.10958		193.925	1644.37
1	206.77	4		1037.66	0.07082		125.34	1769.71
<b>Σ</b>	<b>1040.7</b>			<b>14651.1</b>				

➤ CKB 12 Lantai Arah-X dan Arah-Y

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvx	V	Fix	Vix
12	114.284	37	1.30382	53443.6	0.10021	2857.79	286.369	286.369
11	177.053	34		84702.7	0.15882		453.866	740.235
10	177.081	31		75106.9	0.14083		402.449	1142.68
9	192.775	28		73473.6	0.13776		393.697	1536.38
8	194.233	25		64006.8	0.12001		342.97	1879.35
7	194.325	22		54213.5	0.10165		290.495	2169.85
6	181.055	19		40836.1	0.07657		218.814	2388.66
5	175.616	16		31366.4	0.05881		168.072	2556.73
4	169.557	13		22856.4	0.04286		122.473	2679.2
3	172.336	10		16582.7	0.03109		88.8557	2768.06
2	174.702	7		10602.5	0.01988		56.8119	2824.87
1	201.15	4		6142.64	0.01152		32.9144	2857.79
<b>Σ</b>	<b>2124.17</b>			<b>533334</b>				

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvy	V	Fiy	Viy
12	114.284	37	1.4393885	165764	0.1	2295.8	229.583	229.583
11	177.053	34		275605	0.16627		381.713	611.296
10	177.081	31		241346	0.1456		334.264	945.56
9	192.775	28		235559	0.14211		326.249	1271.81
8	194.233	25		202286	0.12203		280.165	1551.97
7	194.325	22		168402	0.10159		233.237	1785.21
6	181.055	19		123166	0.0743		170.584	1955.79
5	175.616	16		92044	0.05553		127.481	2083.28
4	169.557	13		64900.3	0.03915		89.8868	2173.16
3	172.336	10		45541.1	0.02747		63.0743	2236.24
2	174.702	7		27794.6	0.01677		38.4955	2274.73
1	201.15	4		15214.5	0.00918		21.0721	2295.8
<b>Σ</b>	<b>2124.17</b>			<b>1657623</b>				

➤ OKB 12 Lantai Arah-X dan Arah-Y

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvx	V	Fix	Vix
12	114.284	37	1.36716	90696.2	0.10365	2516.75	260.871	260.871
11	177.286	34		147261	0.1683		423.569	684.4402
10	177.286	31		129790	0.14833		373.317	1057.75
9	178.834	28		114279	0.13061		328.704	1386.461
8	180.541	25		99156.6	0.11332		285.206	1671.66
7	180.541	22		83256.9	0.09515		239.473	1911.140
6	181.108	19		68428.3	0.0782		196.821	2107.96
5	176.181	16		52098.2	0.05954		149.851	2257.81
4	170.063	13		37372.4	0.04271		107.495	2365.308
3	172.411	10		26602	0.0304		76.5158	2441.823
2	174.94	7		16664.2	0.01904		47.9315	2489.755
1	201.158	4		9384.85	0.01073		26.9938	2516.749
<b>Σ</b>	<b>2084.63</b>			<b>874990</b>				

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvy	V	Fiy	Viy
12	114.284	37	1.4457375	174789	0.10373	2232.52	231.569	231.569
11	177.286	34		291816	0.17317		386.613	618.182
10	177.286	31		255335	0.15152		338.281	956.463
9	178.834	28		223183	0.13244		295.684	1252.15
8	180.541	25		192075	0.11398		254.471	1506.62
7	180.541	22		159664	0.09475		211.532	1718.15
6	181.108	19		129756	0.077		171.907	1890.06
5	176.181	16		97254.4	0.05771		128.848	2018.91
4	170.063	13		68445.6	0.04062		90.6803	2109.59
3	172.411	10		47777.6	0.02835		63.2982	2172.88
2	174.94	7		29135.3	0.01729		38.5999	2211.48
1	201.158	4		15875.7	0.00942		21.0329	2232.52
<b>Σ</b>	<b>2084.63</b>			<b>1685107</b>				

➤ CKB 18 Lantai Arah-X dan Arah-Y

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvx	V	Fix	Vix
18	143.946	55	1.602	1766748	0.09786	2808.97	274.90	274.90
17	174.623	52		2200851	0.12191		342.44	617.34
16	174.715	49		2002629	0.11093		311.60	928.94
15	176.043	46		1831905	0.10147		285.03	1213.97
14	177.462	43		1665545	0.09226		259.15	1473.12
13	177.526	40		1484144	0.08221		230.92	1704.05
12	179.133	37		1328908	0.07361		206.77	1910.82
11	180.788	34		1177732	0.06524		183.25	2094.07
10	180.788	31		1015690	0.05626		158.04	2252.10
9	182.144	28		873228	0.04837		135.87	2387.97
8	183.66	25		737952	0.04088		114.82	2502.79
7	183.66	22		601264	0.03331		93.55	2596.35
6	185.006	19		480976	0.02664		74.84	2671.18
5	180.246	16		350259	0.0194		54.50	2725.68
4	174.187	13		237734	0.01317		36.99	2762.67
3	176.372	10		159287	0.00882		24.78	2787.46
2	178.351	7		91564	0.00507		14.25	2801.70
1	204.978	4		46678	0.00259		7.26	2808.97
<b>Σ</b>	<b>3213.63</b>			<b>18053094.4</b>				

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvy	V	Fiy	Viy
18	143.946	55	1.82427	12942312.55	0.102	3643.93	370.51	370.512
17	174.623	52		16620224.96	0.131		475.80	846.315
16	174.715	49		14926987.16	0.117		427.33	1273.64
15	176.043	46		13487070.66	0.106		386.11	1659.75
14	177.462	43		12101716.62	0.095		346.45	2006.2
13	177.526	40		10612896.28	0.083		303.83	2310.02
12	179.133	37		9358591.55	0.074		267.92	2577.94
11	180.788	34		8156445.21	0.064		233.50	2811.44
10	180.788	31		6891542.47	0.054		197.29	3008.73
9	182.144	28		5802257.67	0.046		166.11	3174.84
8	183.66	25		4790463.37	0.038		137.14	3311.98
7	183.66	22		3794015.93	0.030		108.61	3420.6
6	185.006	19		2942640.04	0.023		84.24	3504.84
5	180.246	16		2050857.30	0.016		58.71	3563.55
4	174.187	13		1319282.50	0.010		37.77	3601.32
3	176.372	10		836281.64	0.007		23.94	3625.26
2	178.351	7		445257.08	0.003		12.75	3638.01
1	204.978	4		206768.96	0.002		5.92	3643.93
<b>Σ</b>	<b>3213.63</b>			<b>127285612</b>				



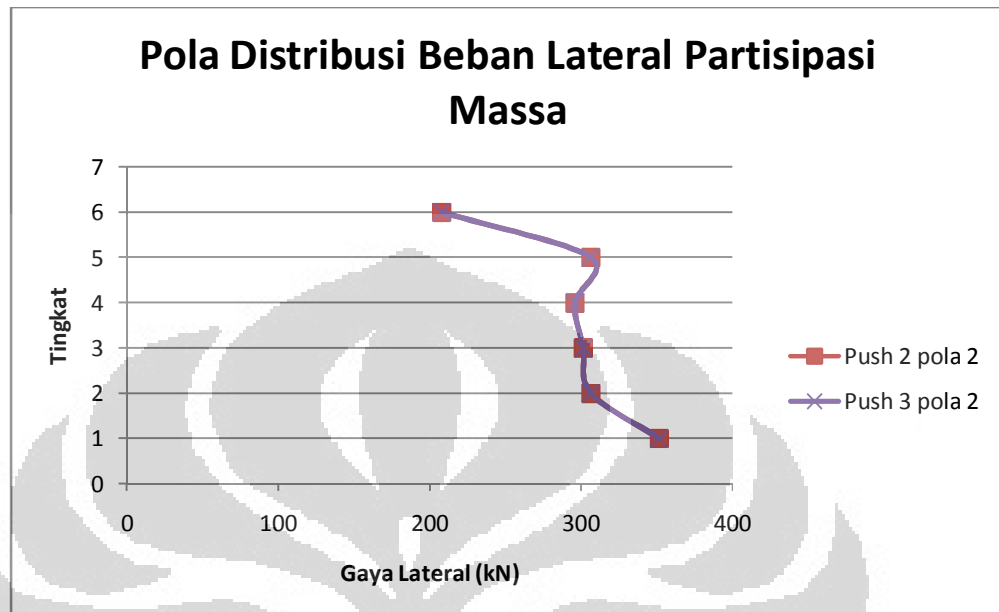
## ➤ OKB 18 Lantai Arah-X dan Arah-Y

Story	wi	hi	k	$w_i h_i^k$	cvx	V	Fix	Vix
18	113.79	55	1.57415	946745.67	0.07	2880.75	199.43	199.43
17	174.83	52		1703926.17	0.12		358.93	558.36
16	174.96	49		1553596.92	0.11		327.26	885.63
15	176.27	46		1423194.88	0.10		299.80	1185.42
14	177.68	43		1295943.13	0.09		272.99	1458.41
13	177.64	40		1156114.35	0.08		243.53	1701.95
12	179.30	37		1037617.25	0.08		218.57	1920.52
11	180.84	34		920634.96	0.07		193.93	2114.45
10	180.84	31		796043.78	0.06		167.69	2282.14
9	182.26	28		686603.91	0.05		144.63	2426.77
8	183.83	25		582216.61	0.04		122.64	2549.41
7	183.83	22		476093.24	0.03		100.29	2649.70
6	185.19	19		382391.63	0.03		80.55	2730.25
5	180.43	16		280041.69	0.02		58.99	2789.24
4	174.59	13		191779.21	0.01		40.40	2829.64
3	176.51	10		129088.95	0.01		27.19	2856.84
2	178.29	7		74803.42	0.01		15.76	2872.59
1	205.34	4		38718.08	0.00		8.16	2880.75
<b>Σ</b>	<b>3186.41</b>			<b>13675553.8</b>				

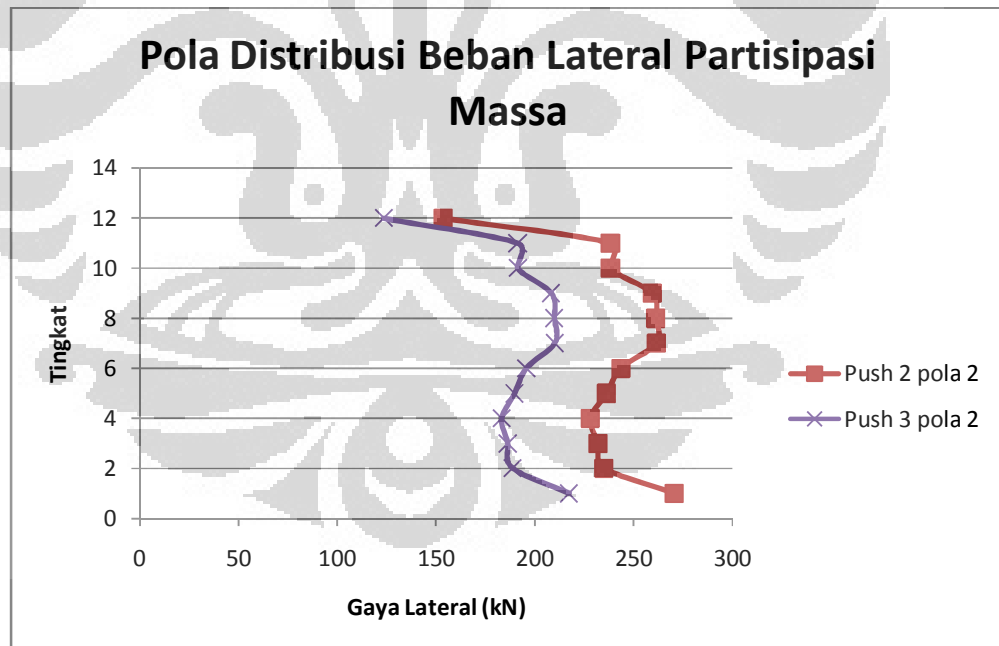
Story	w <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	k	$w_i h_i^k$	cv <sub>y</sub>	V	F <sub>iy</sub>	V <sub>iy</sub>
18	113.79	55	1.750174	4410700.01	0.07	3896.12	268.05	268.05
17	174.83	52		8477423.54	0.13		515.19	783.24
16	174.96	49		7650080.56	0.12		464.91	1248.16
15	176.27	46		6939601.35	0.11		421.74	1669.89
14	177.68	43		6253272.46	0.10		380.03	2049.92
13	177.64	40		5507791.50	0.09		334.72	2384.64
12	179.30	37		4883850.01	0.08		296.80	2681.45
11	180.84	34		4275663.09	0.07		259.84	2941.29
10	180.84	31		3637402.46	0.06		221.05	3162.34
9	182.26	28		3085874.61	0.05		187.54	3349.88
8	183.83	25		2568903.03	0.04		156.12	3506.00
7	183.83	22		2053916.23	0.03		124.82	3630.82
6	185.19	19		1609739.01	0.03		97.83	3728.65
5	180.43	16		1138523.14	0.02		69.19	3797.84
4	174.59	13		747368.52	0.01		45.42	3843.26
3	176.51	10		481281.04	0.01		29.25	3872.51
2	178.29	7		262381.35	0.00		15.95	3888.45
1	205.34	4		126166.32	0.00		7.67	3896.12
<b>Σ</b>	<b>3186.41</b>			<b>64109938.23</b>				

### Lampiran 3. Pola Pushover Berdasarkan Proporsi Massa

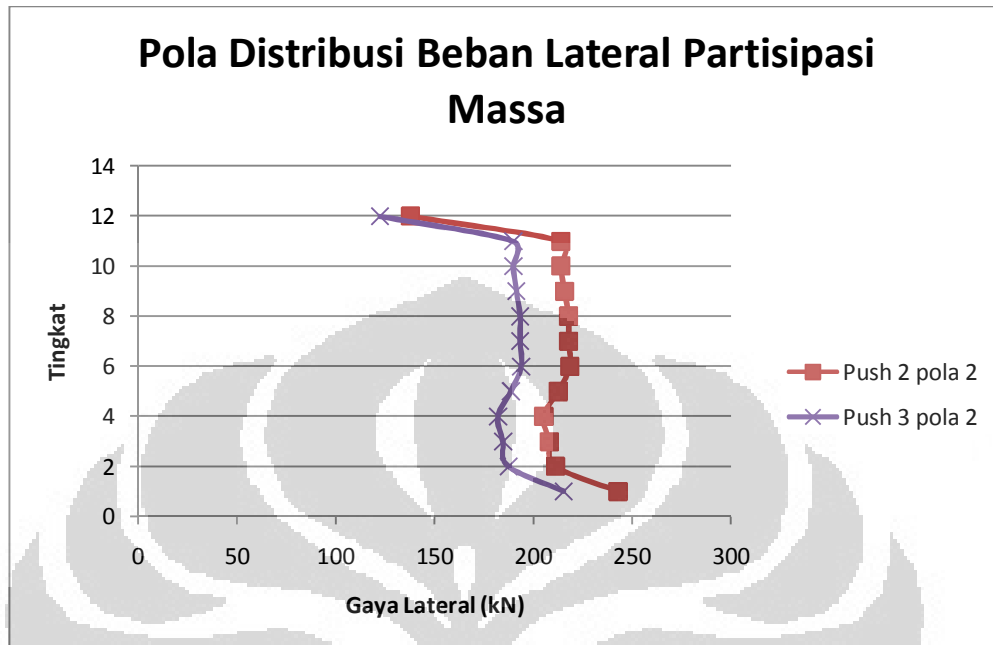
#### ➤ OKB 6 lantai



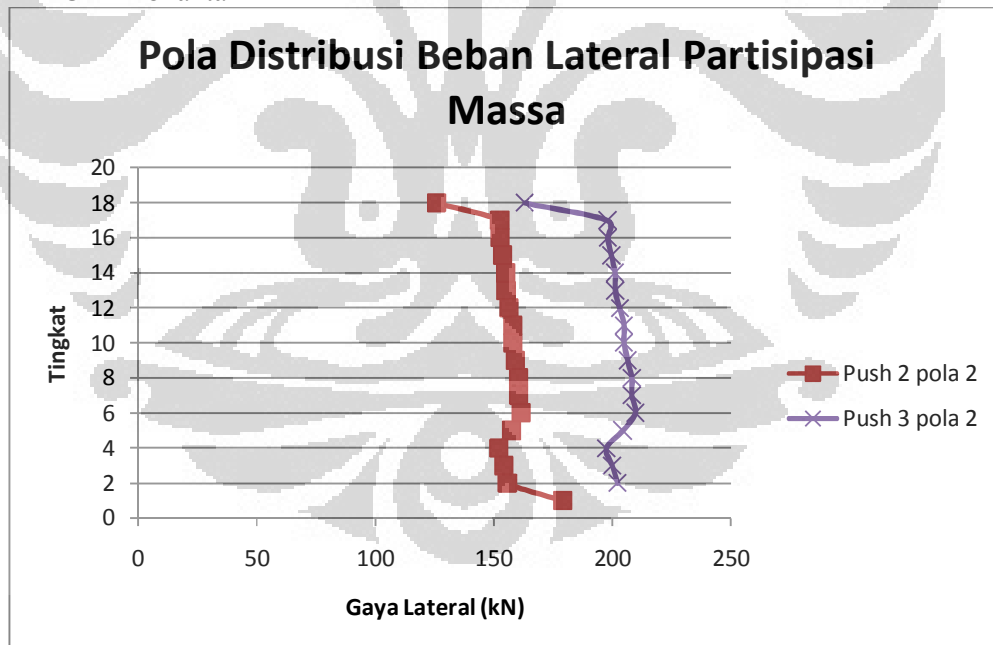
#### ➤ CKB 12 lantai



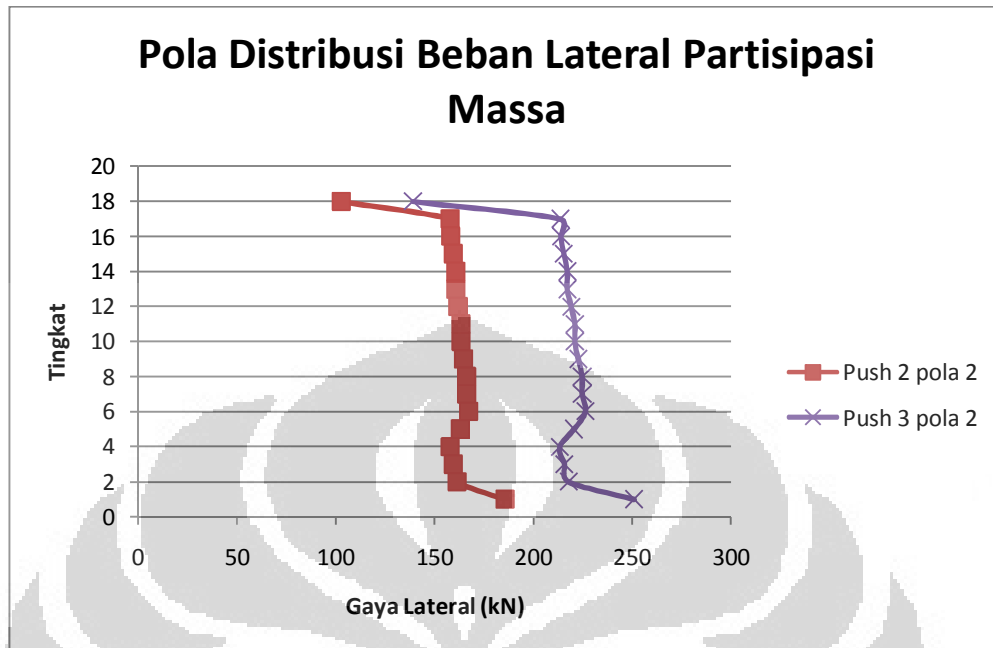
## ➤ OKB 12 lantai



## ➤ CKB 18 lantai

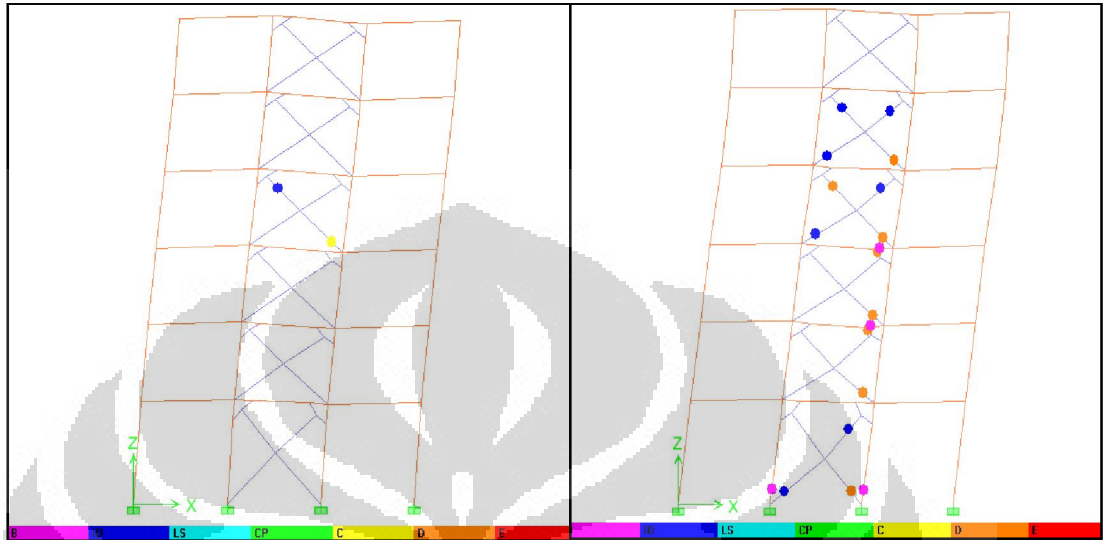


➤ OKB 18 lantai

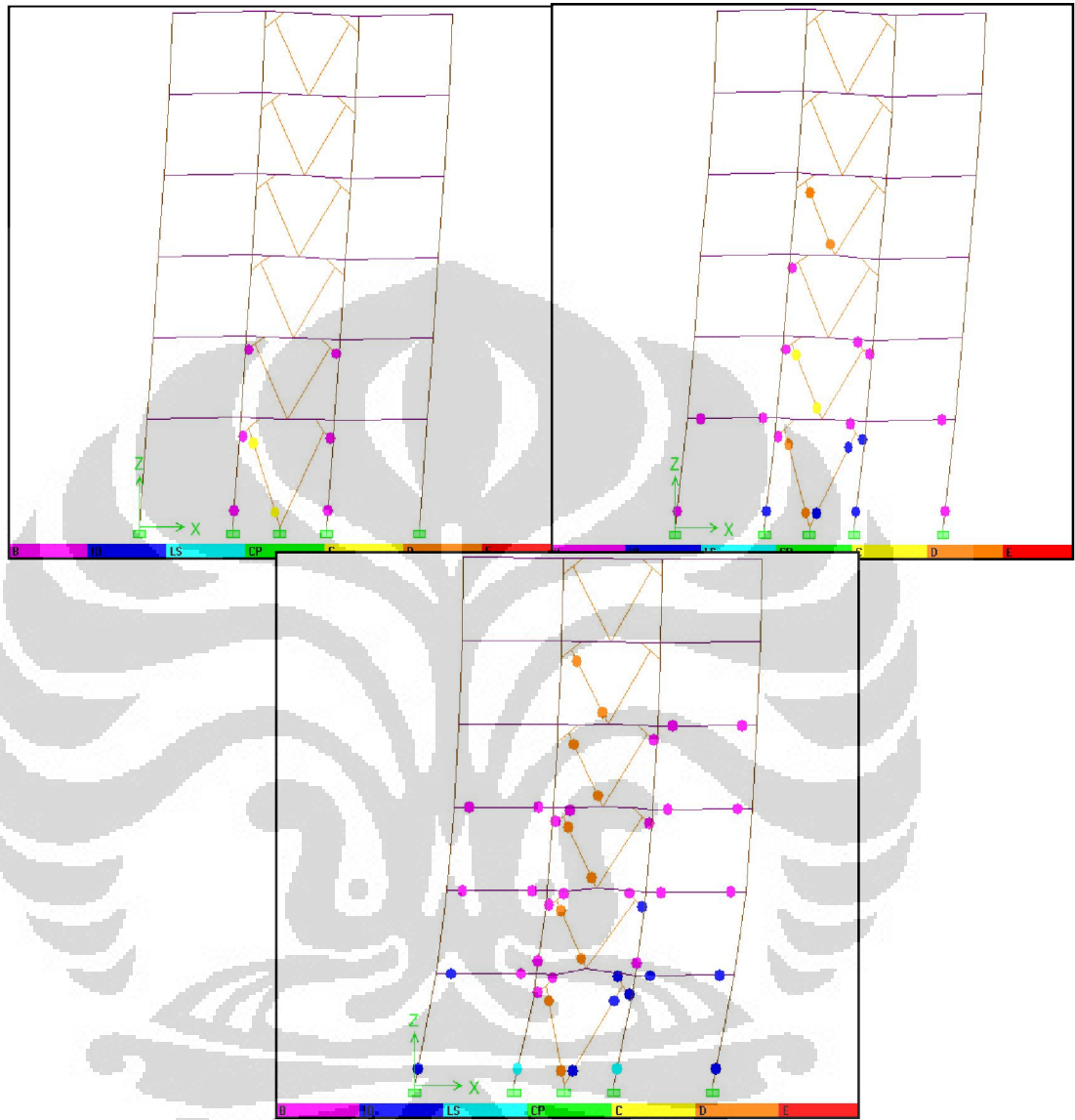


#### Lampiran 4. Perilaku Inelastik Struktur

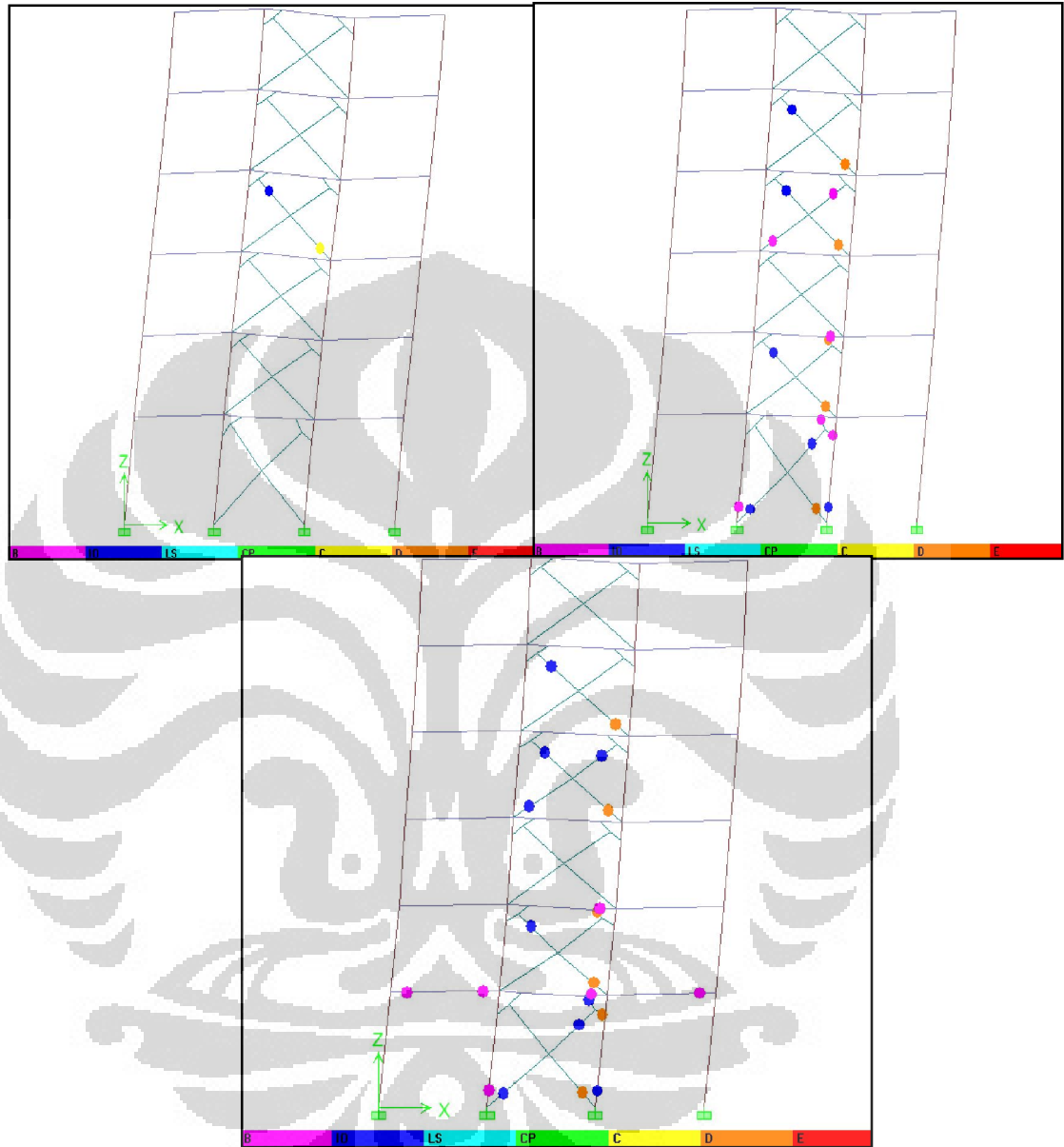
- OKB 6 lantai *push* arah-x pola 1



- CKB 6 lantai *push* arah-x pola 2

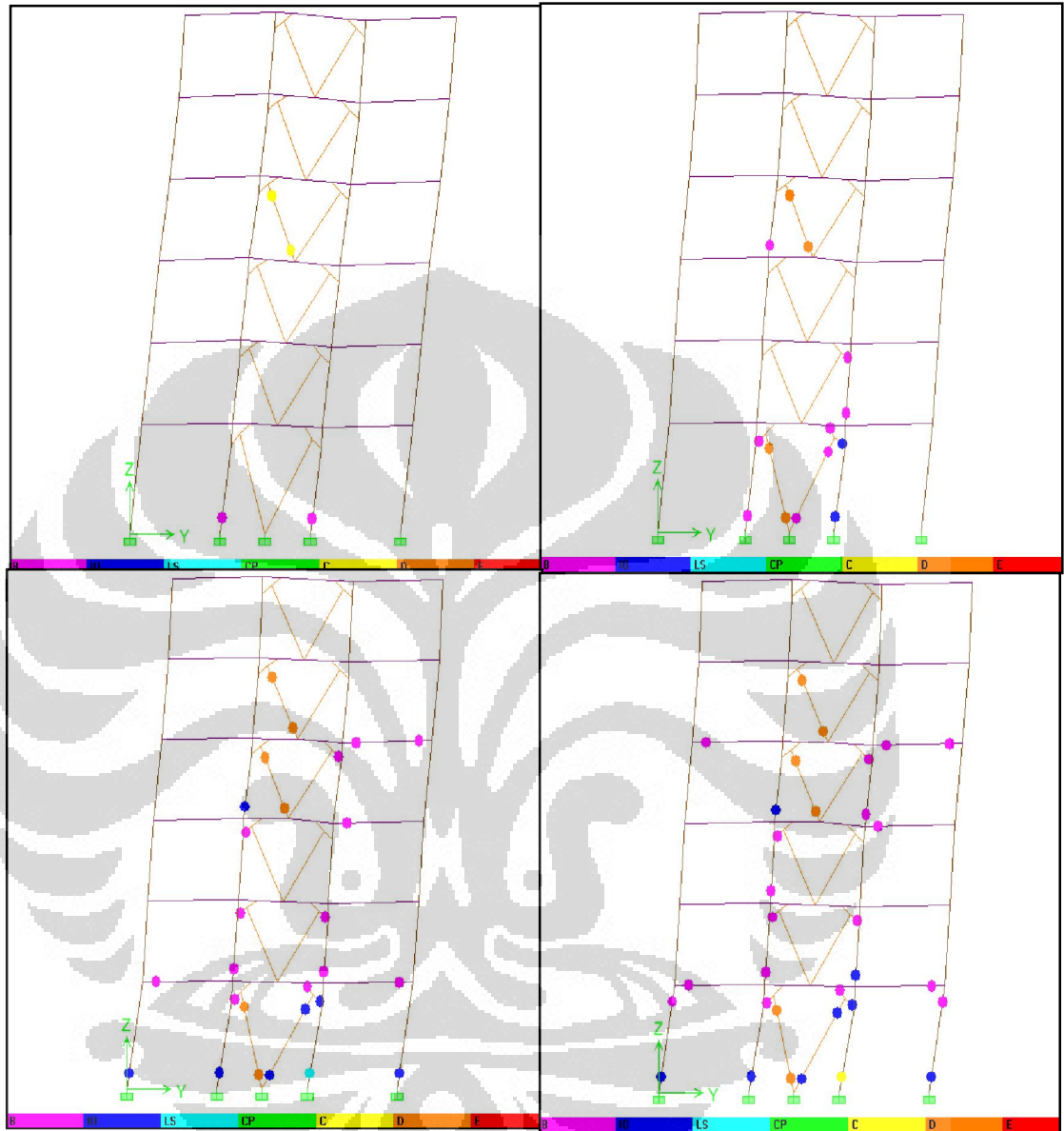


- OKB 6 lantai *push* arah-x pola 2

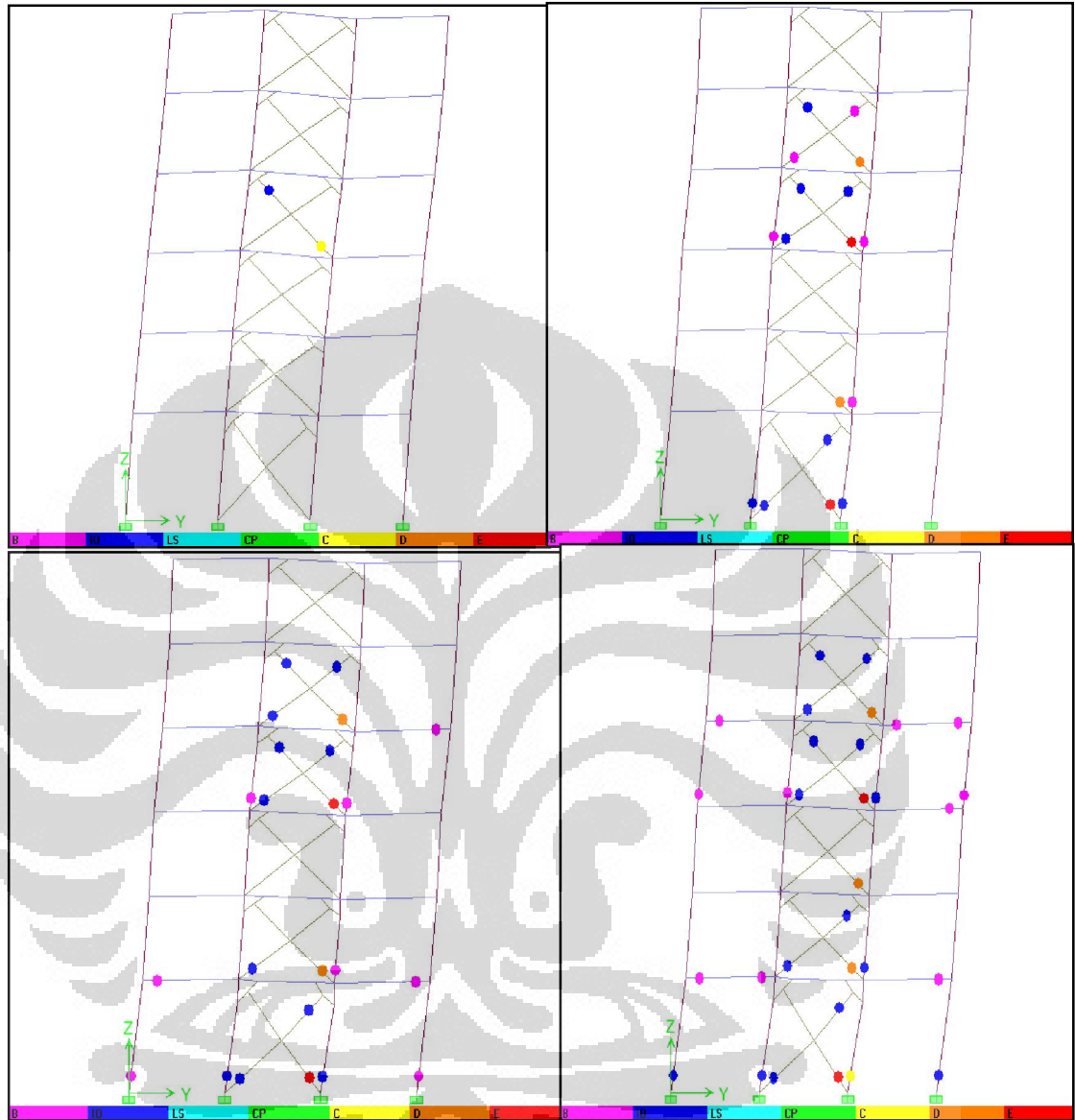




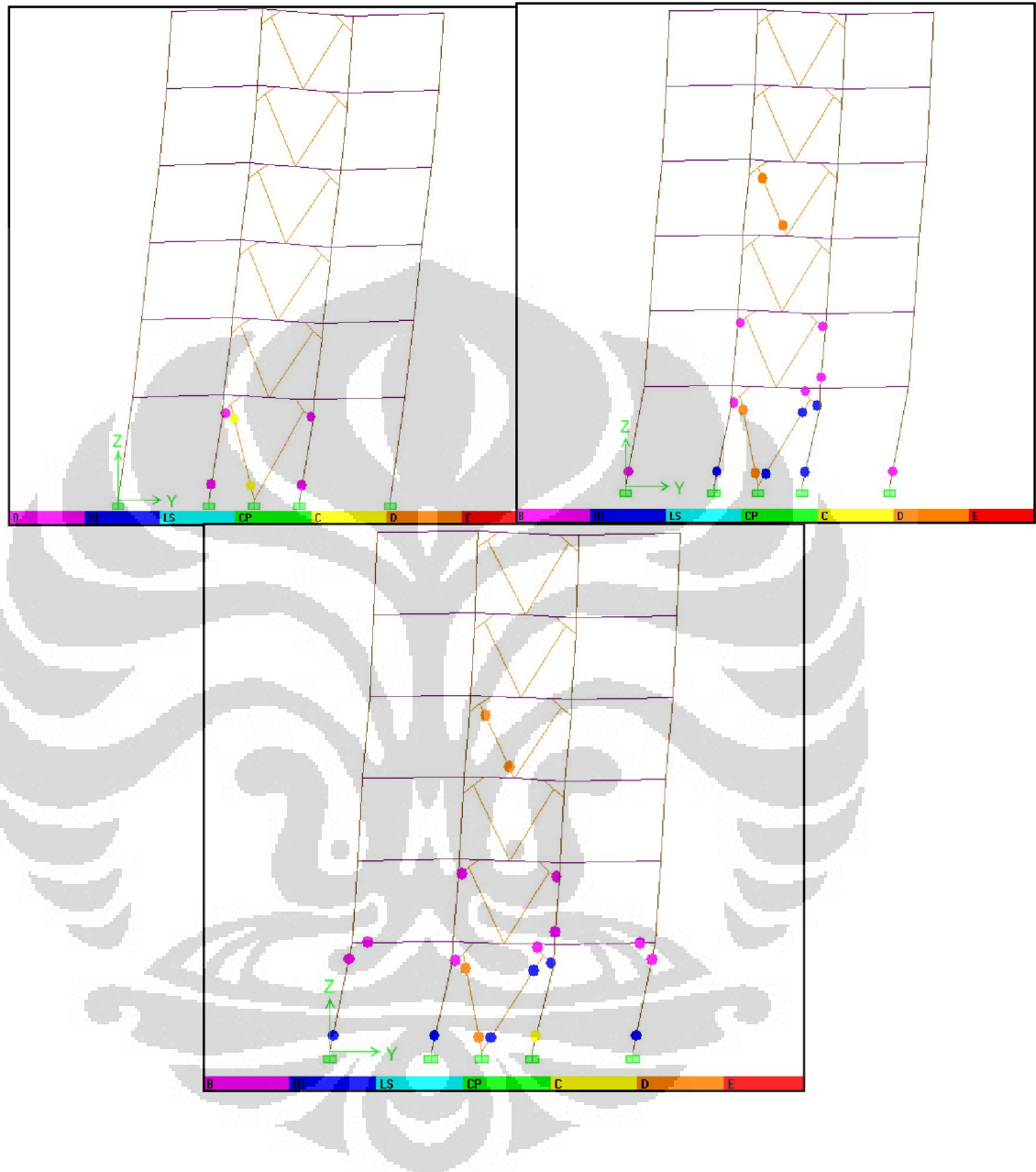
- CKB 6 lantai *push* arah-y pola 1



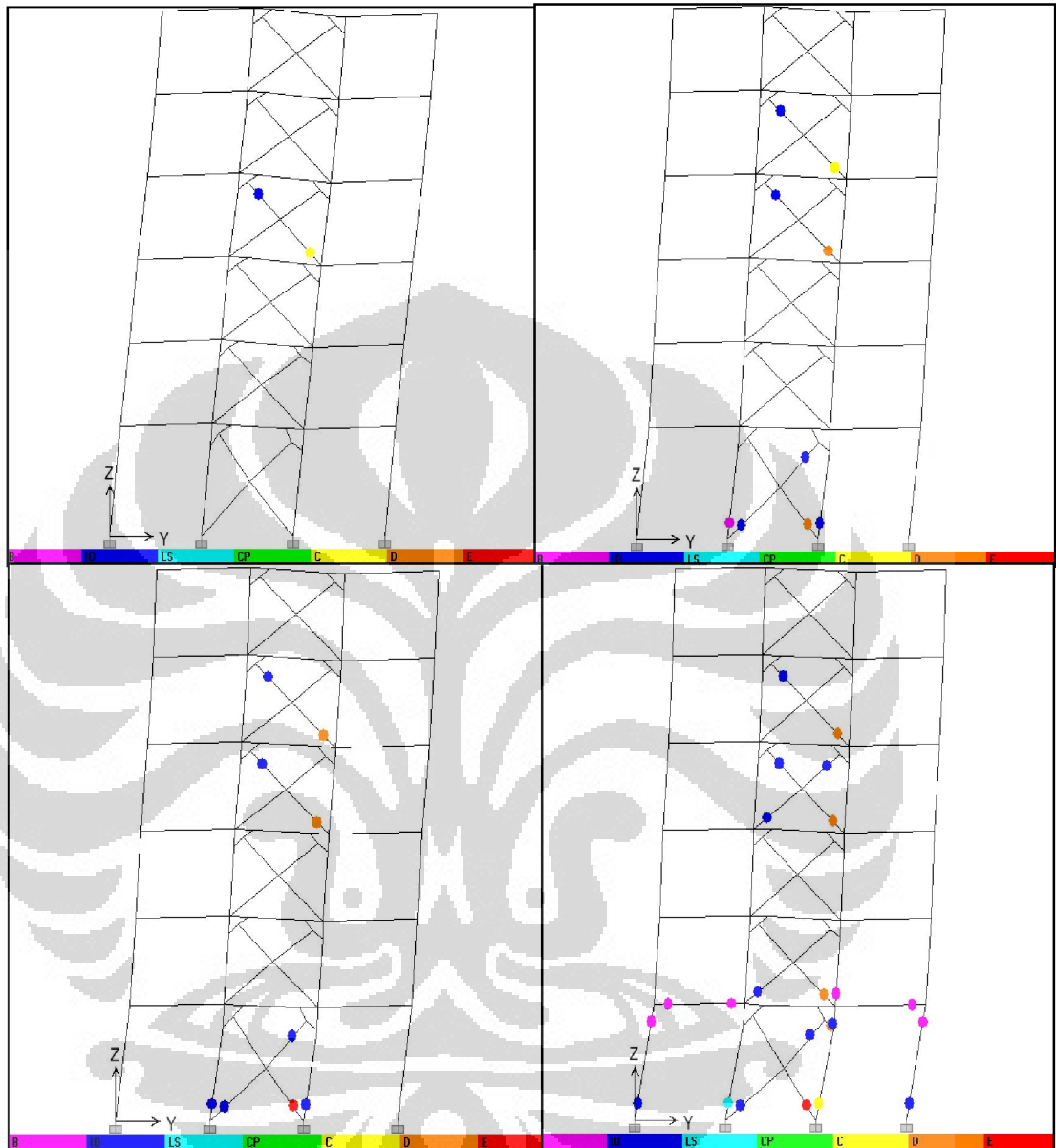
- OKB 6 lantai *push* arah-y pola 1



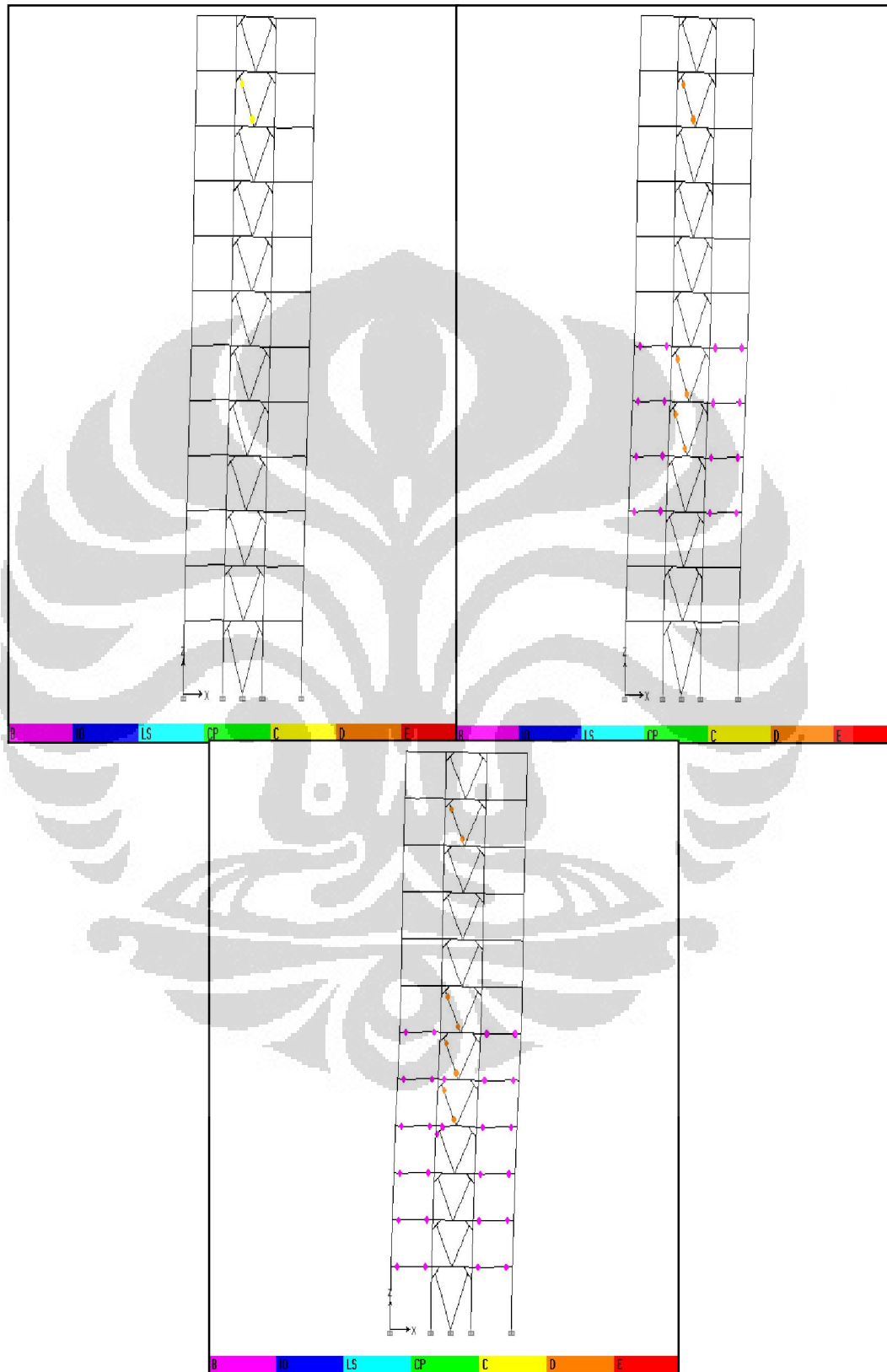
- CKB 6 lantai *push* arah-y pola 2



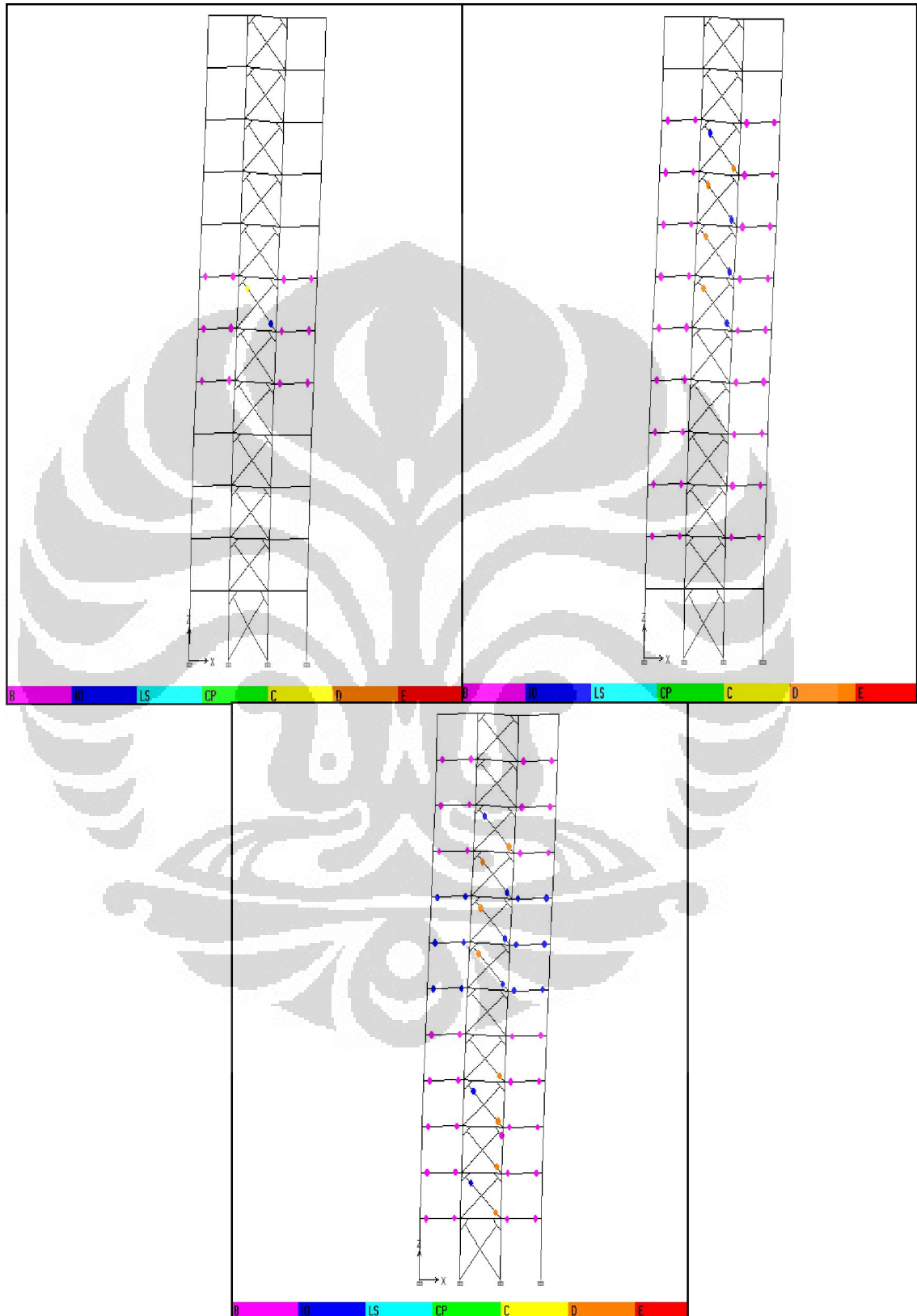
- OKB 6 lantai *push* arah-y pola 2



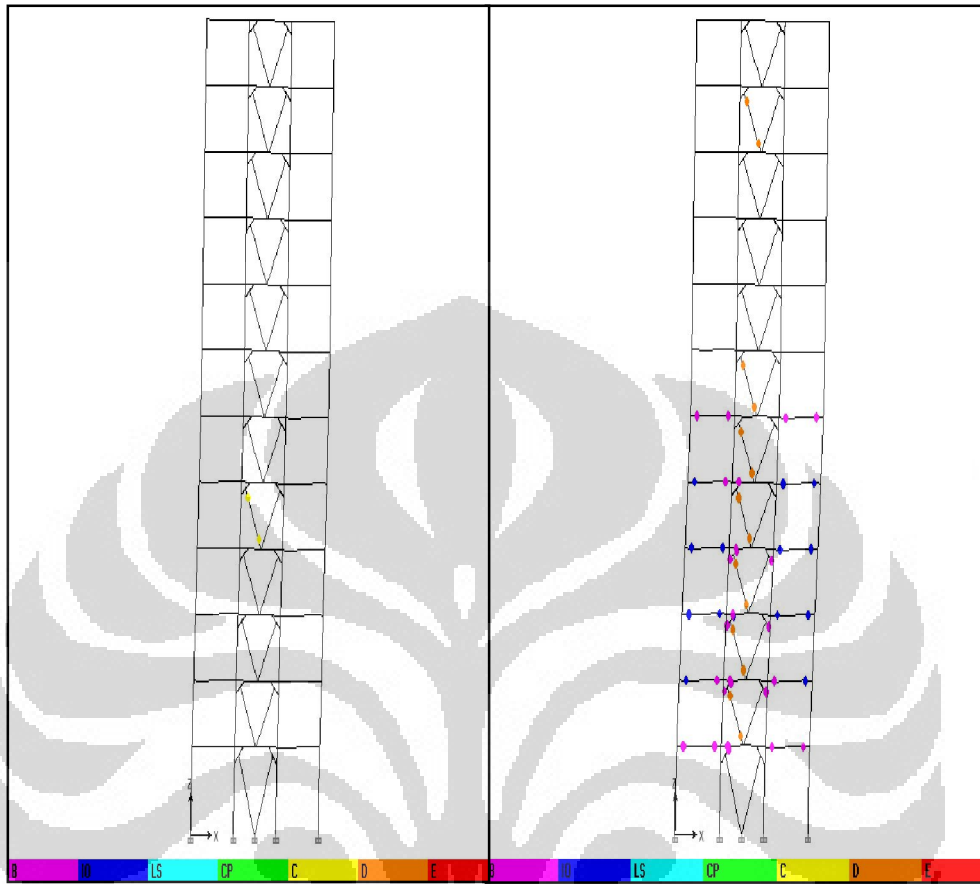
- CKB 12 lantai *push* arah-x pola 1



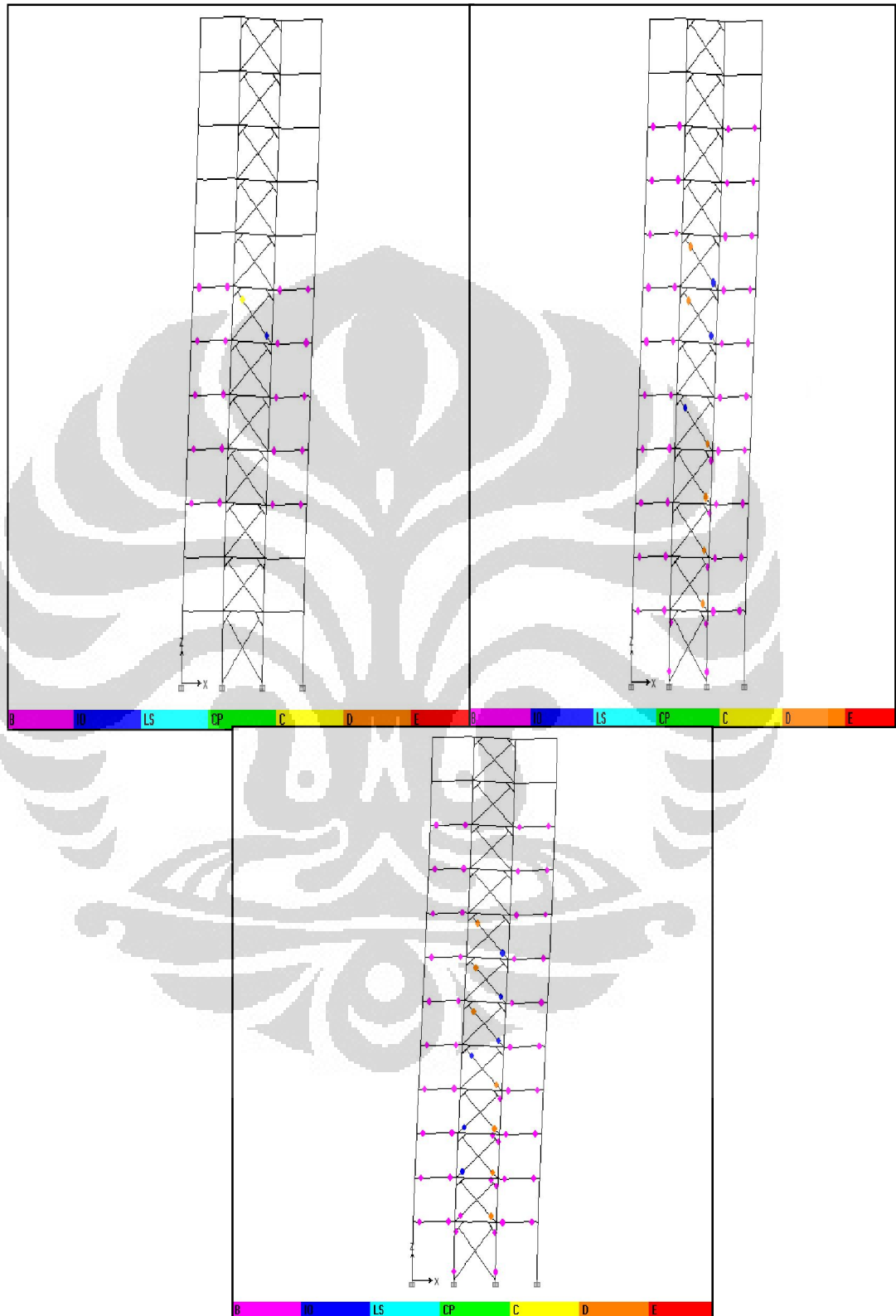
- OKB 12 lantai *push* arah-x pola 1



- CKB 12 lantai *push* arah-x pola 2

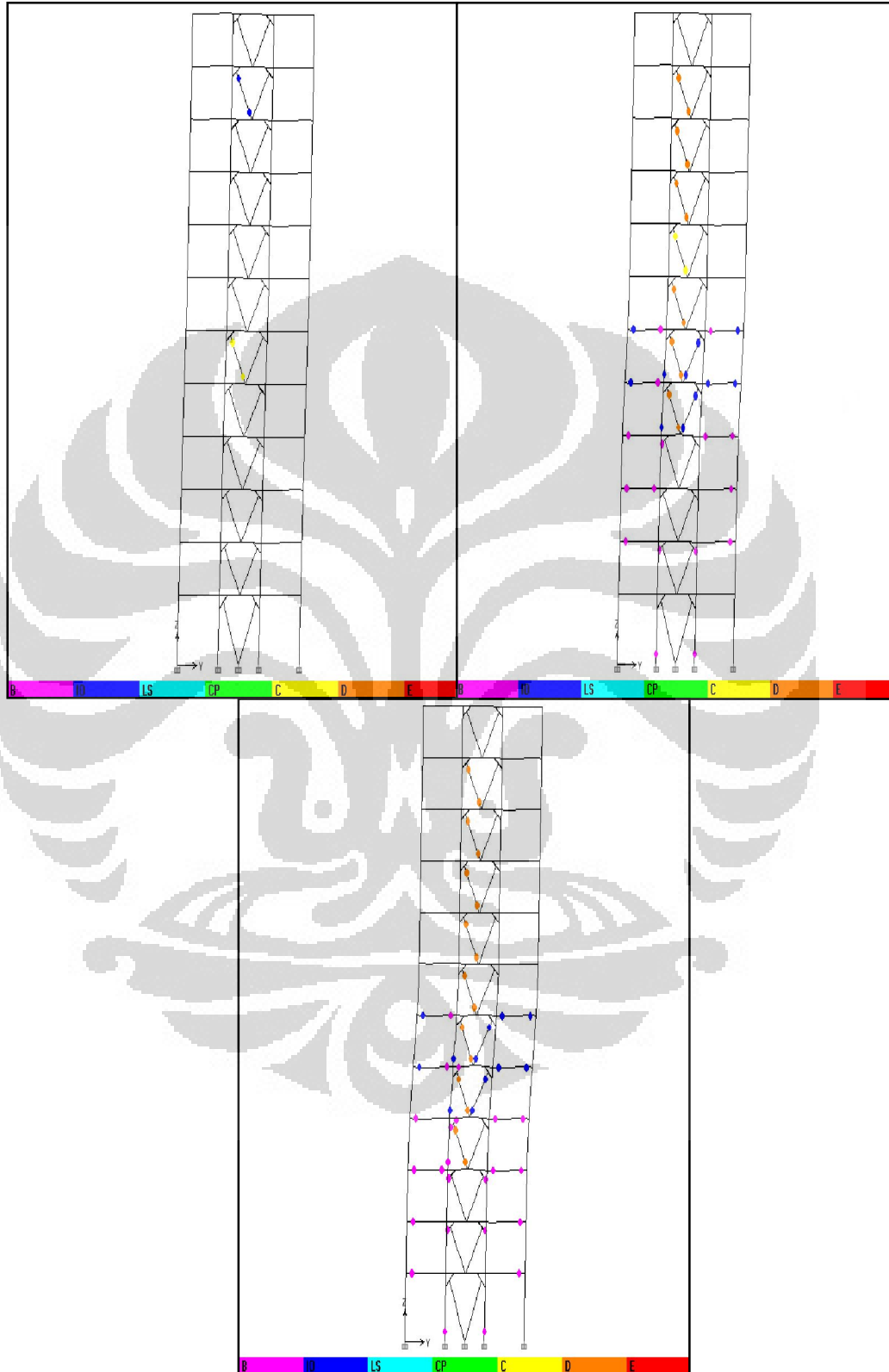


- OKB 12 lantai *push* arah-x pola 2

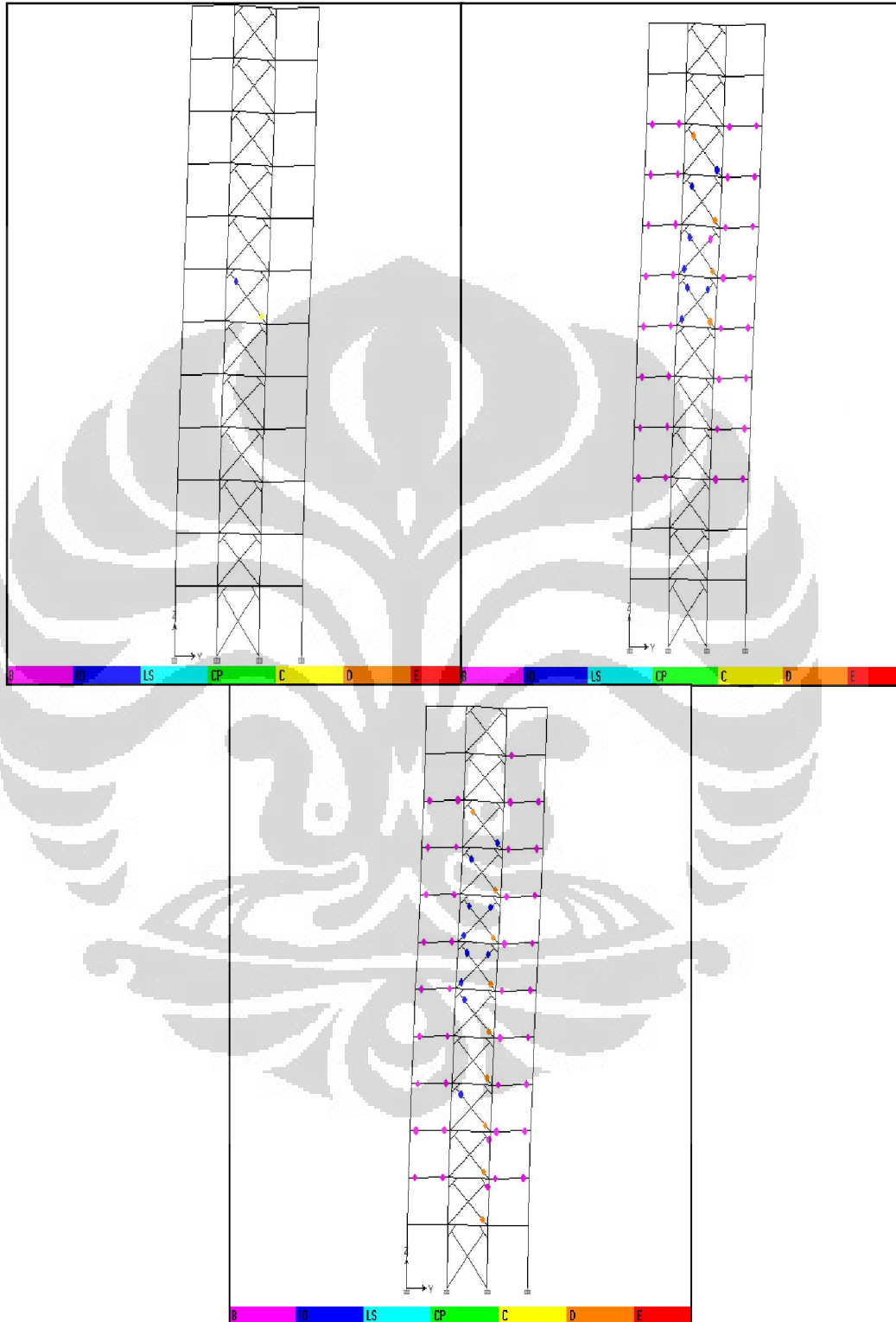




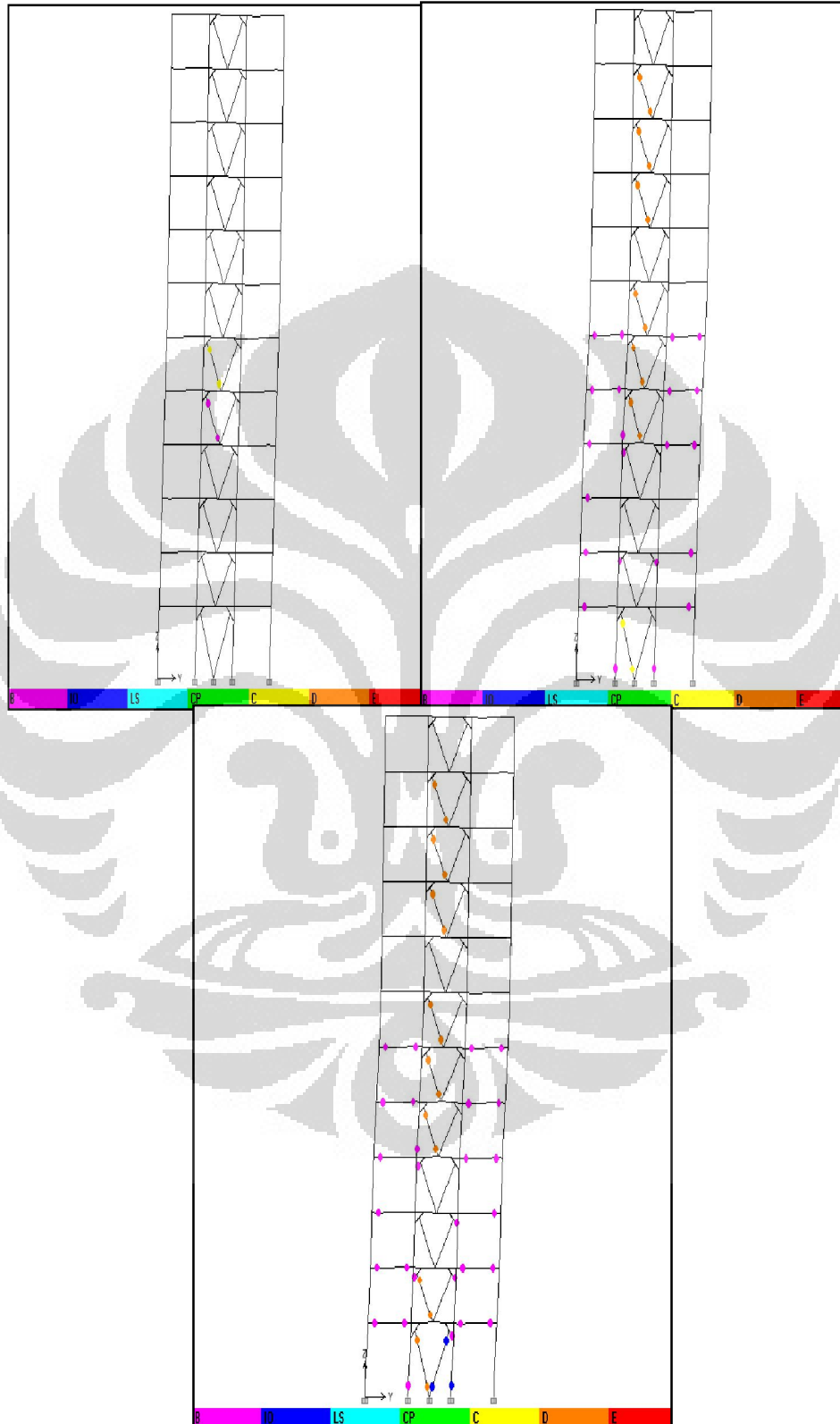
- CKB 12 lantai *push* arah-y pola 1



- OKB 12 lantai *push* arah-y pola 1



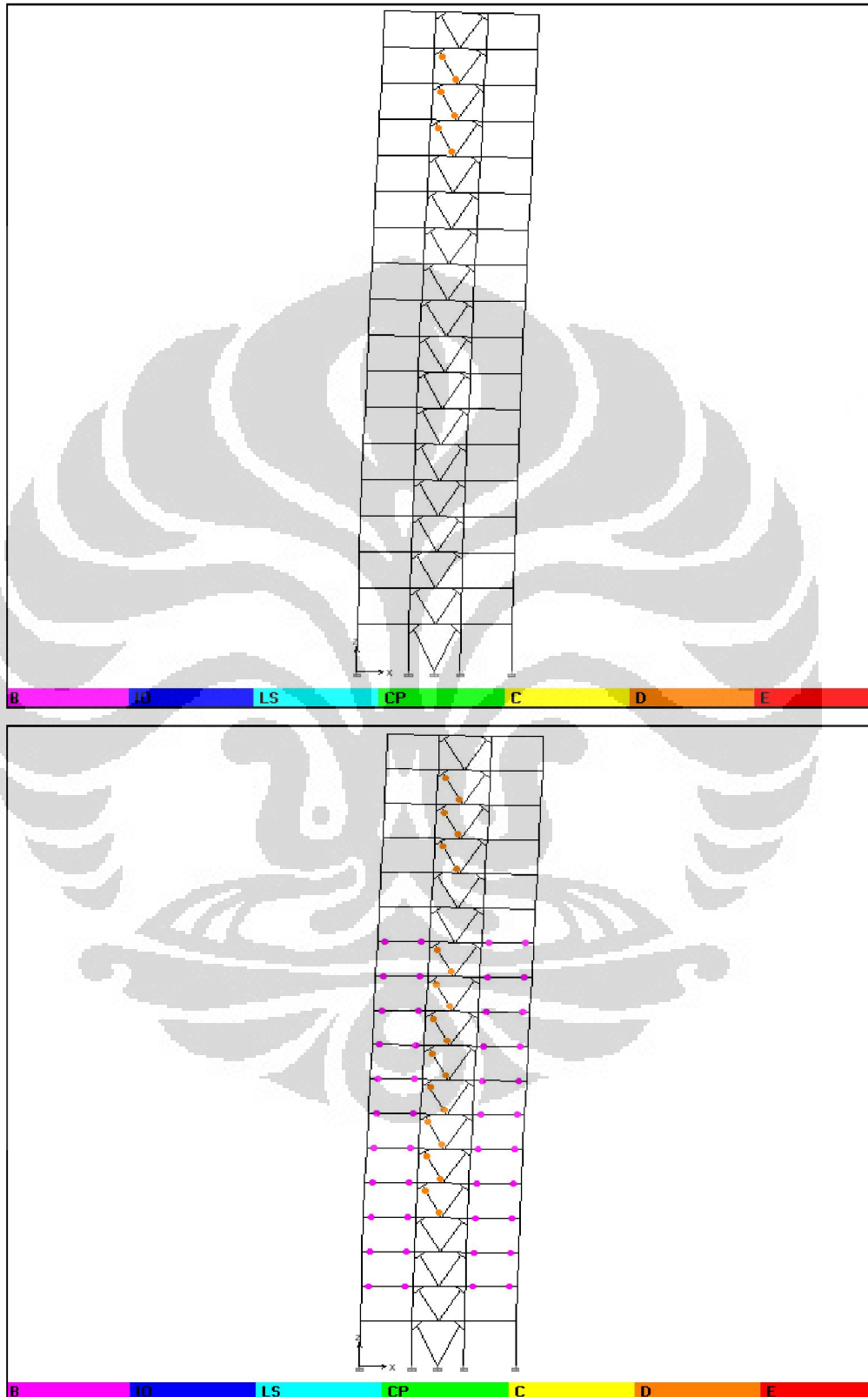
- CKB 12 lantai *push* arah-y pola 2



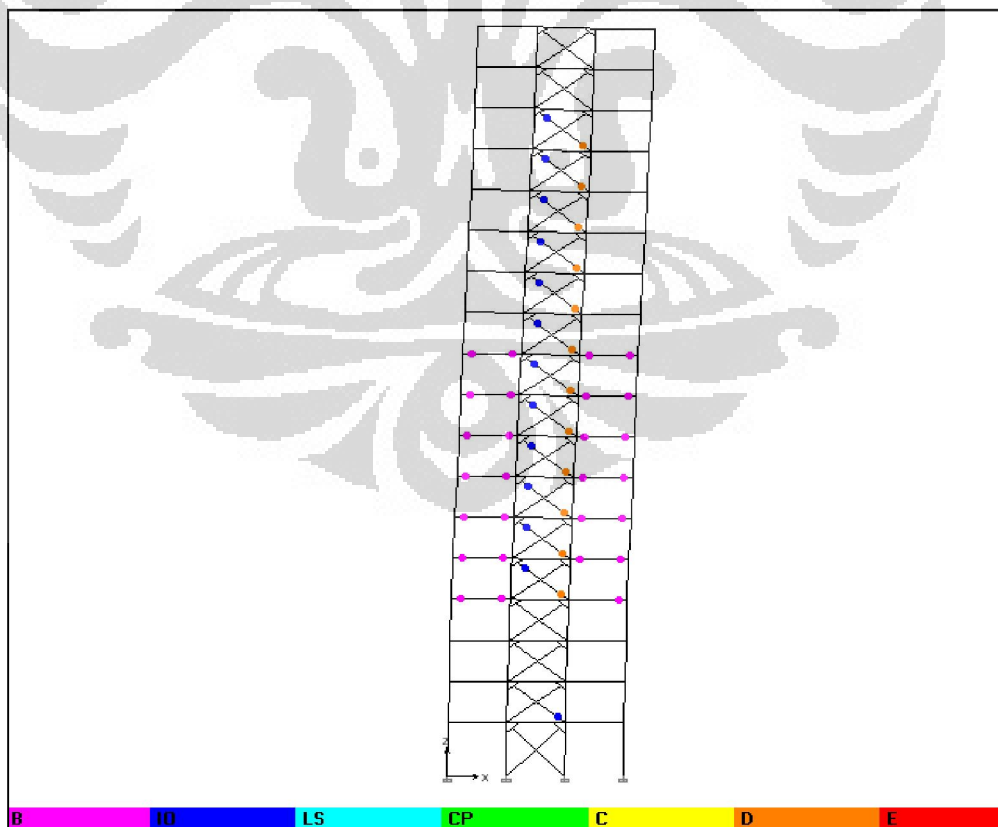
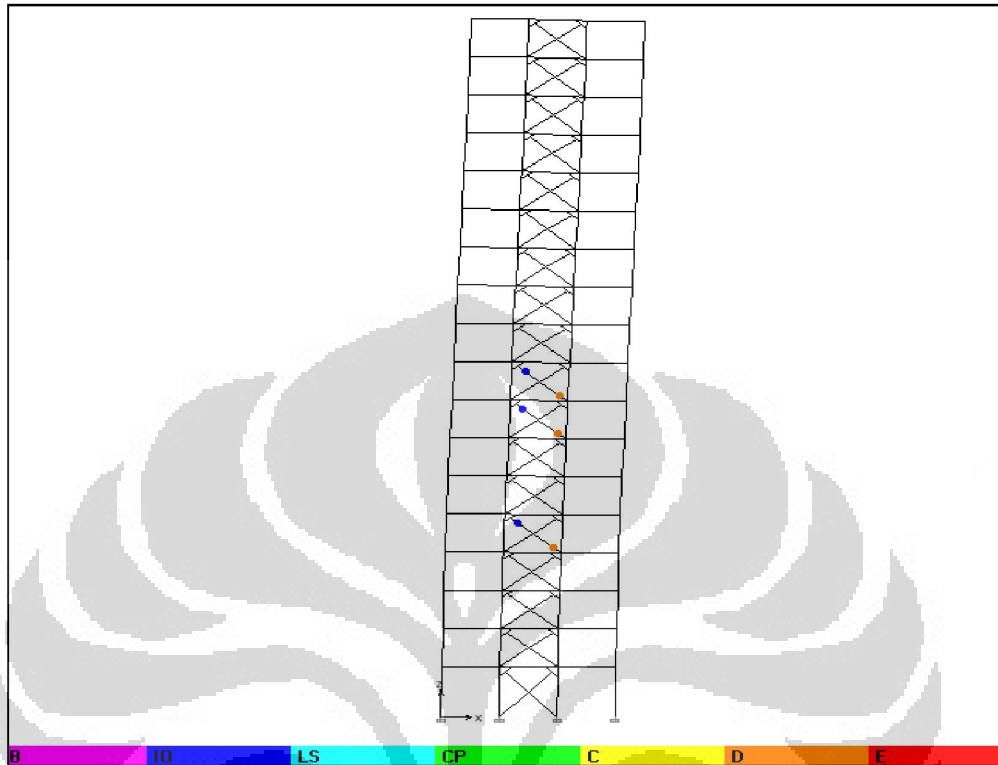
- OKB 12 lantai *push* arah-y pola 2



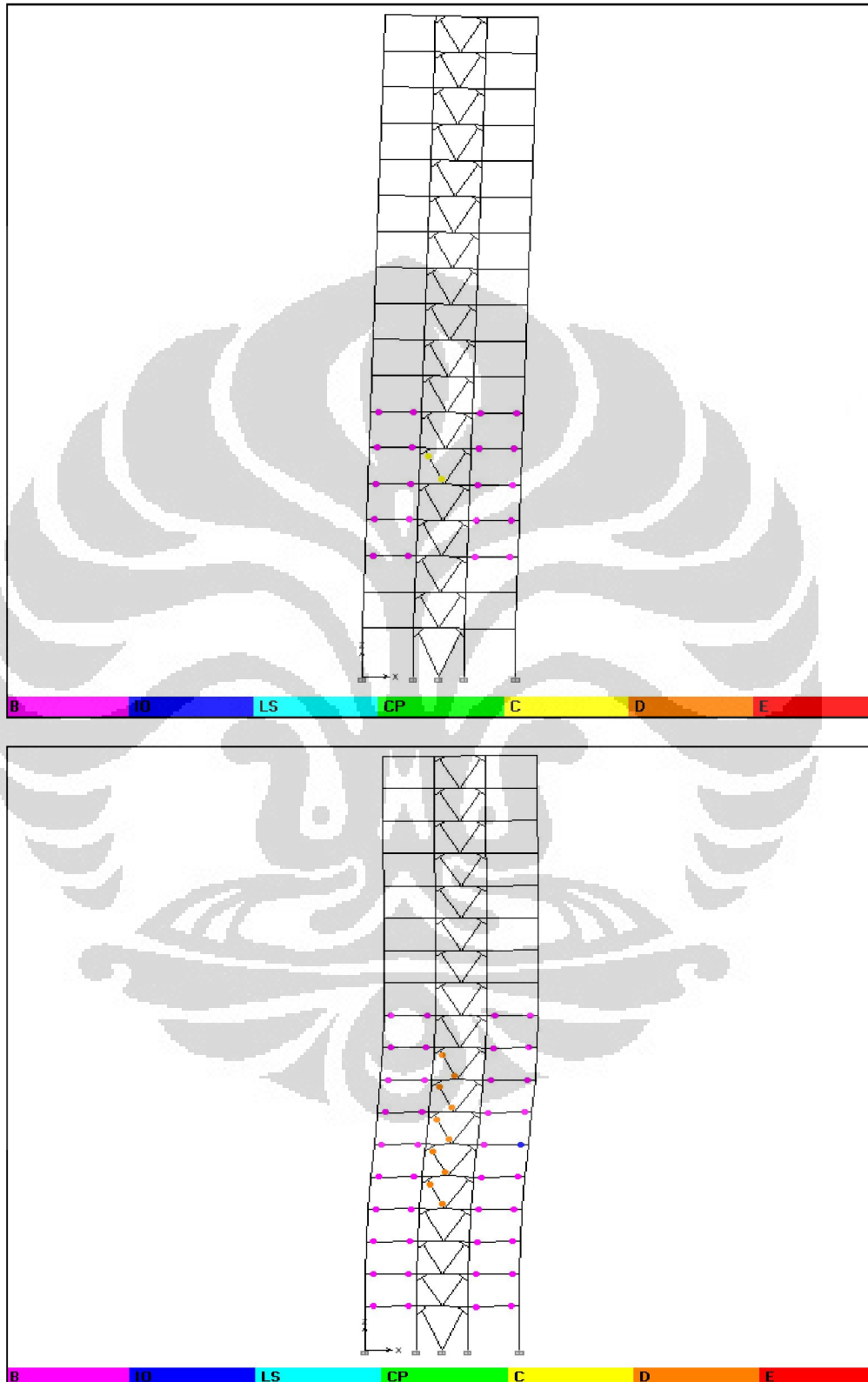
- CKB 18 lantai *push* arah-x pola 1



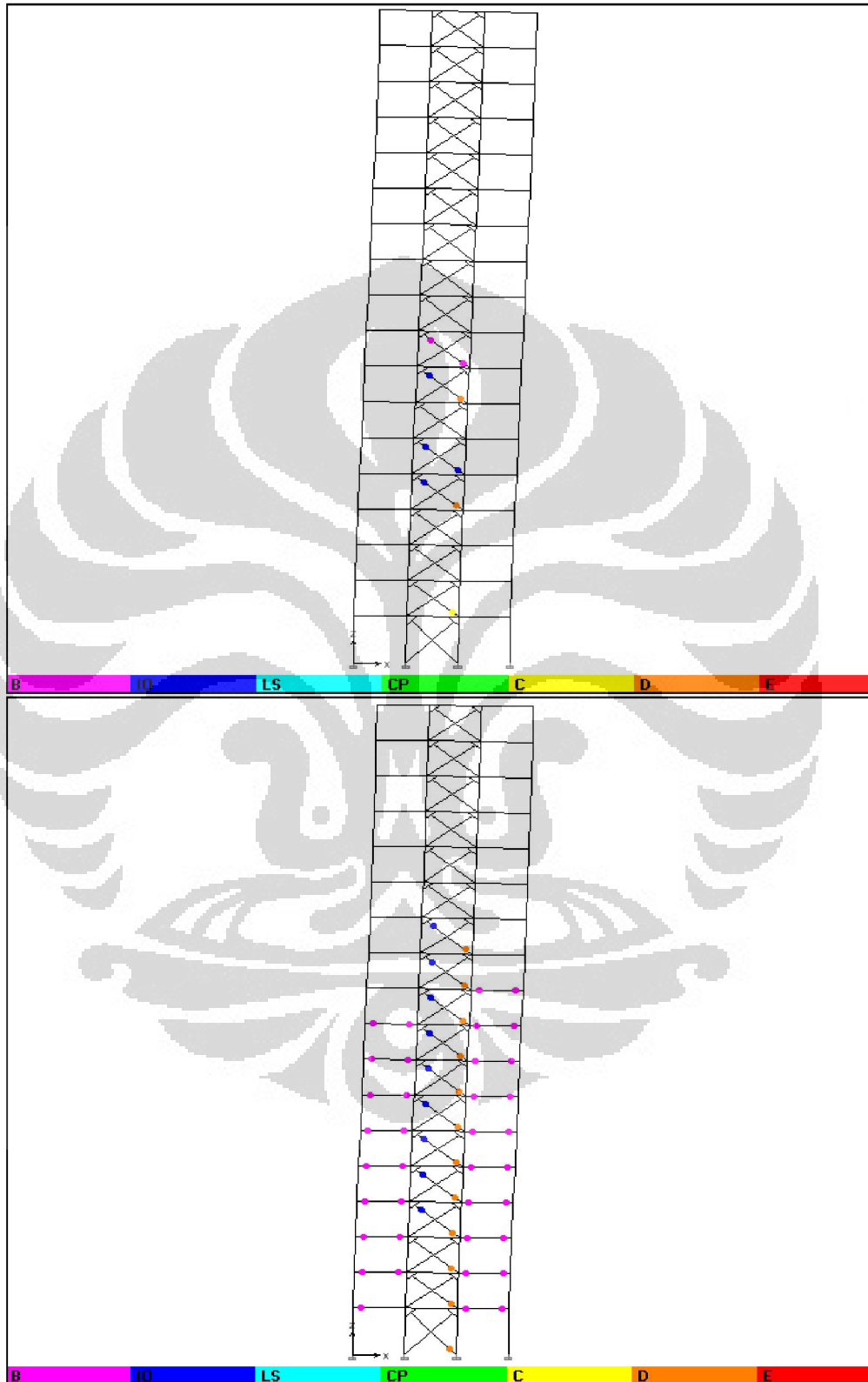
- OKB 18 lantai *push* arah-x pola 1



- CKB 18 lantai *push* arah-x pola 2

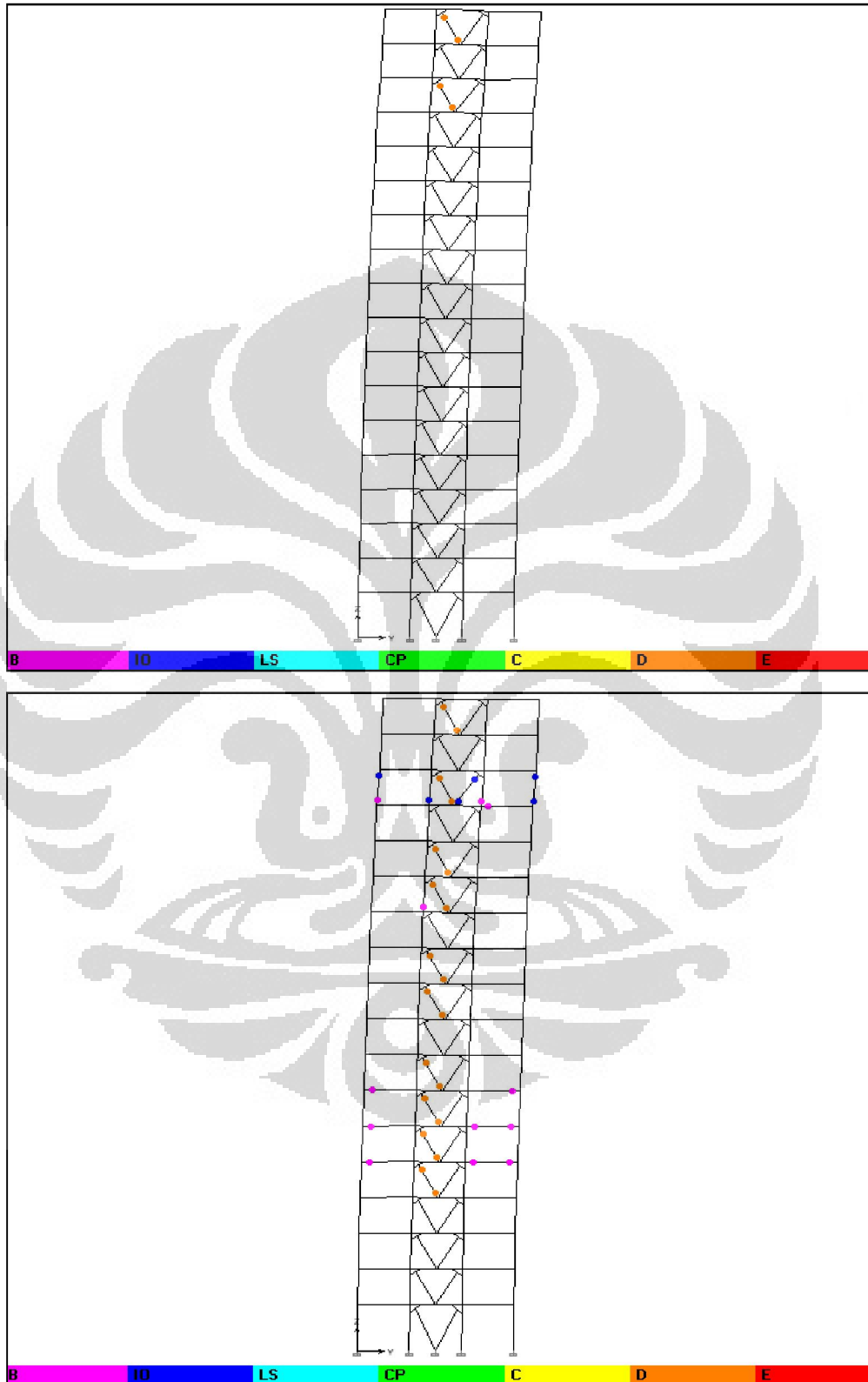


- OKB 18 lantai *push* arah-x pola 2

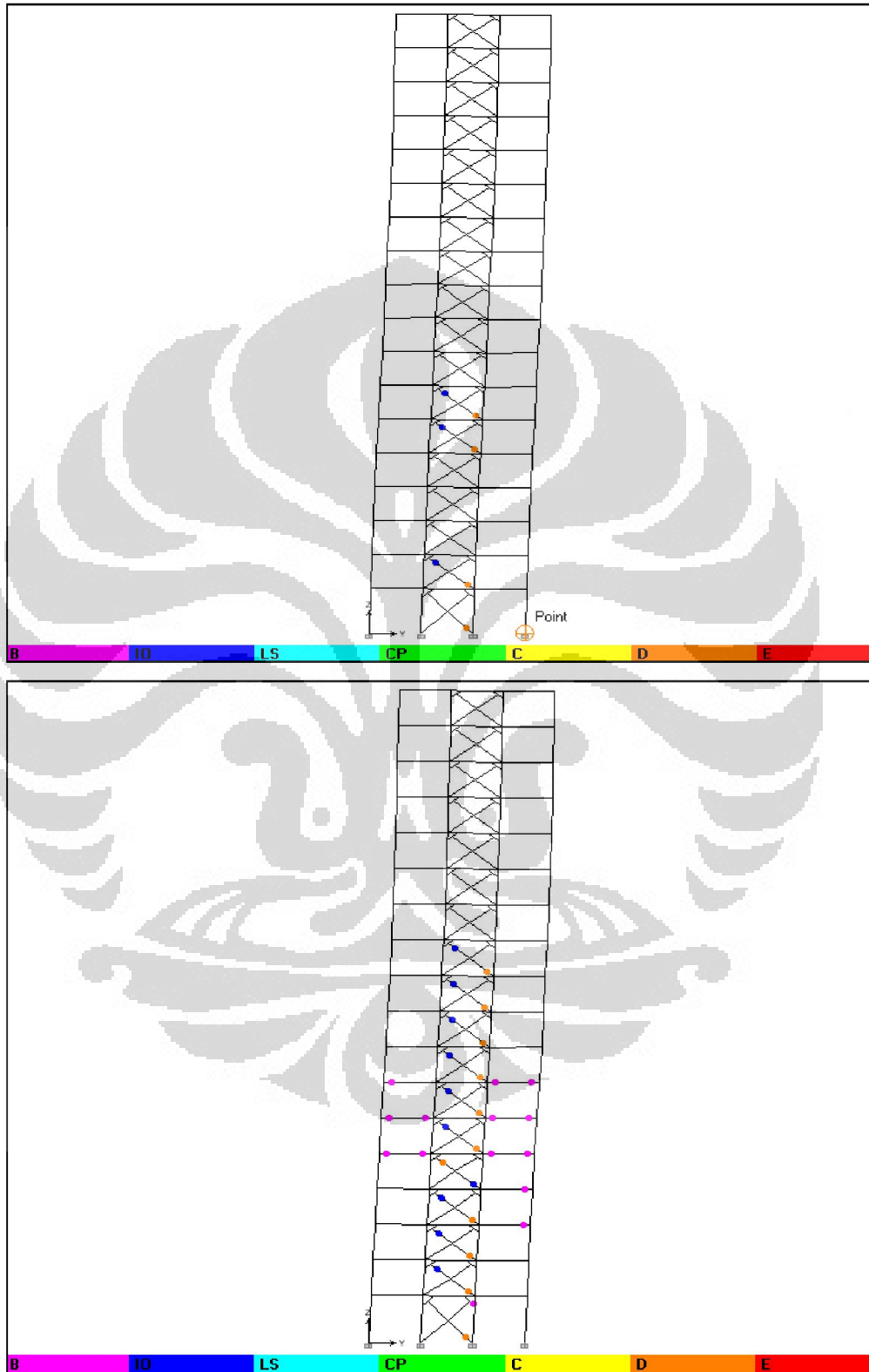




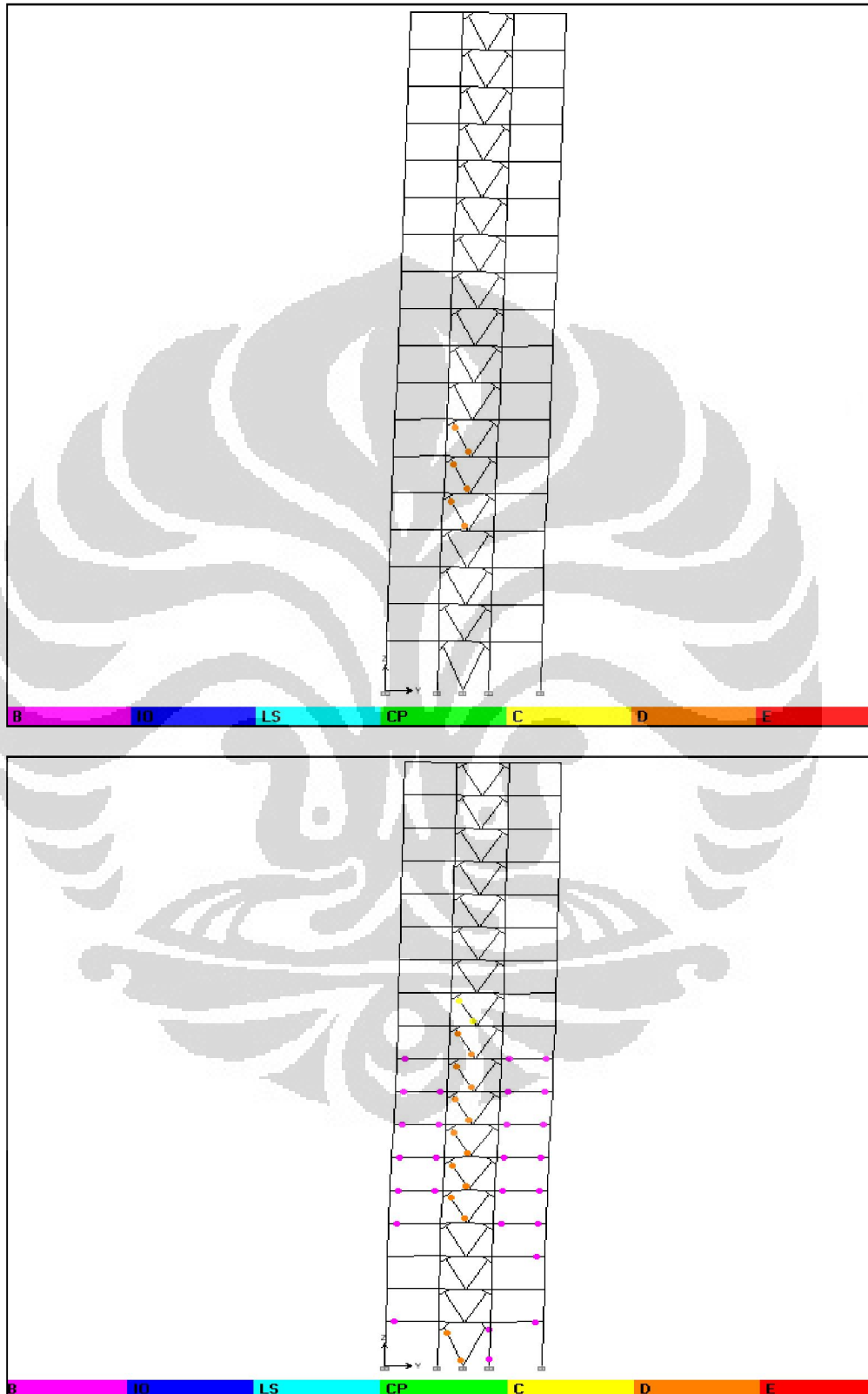
- CKB 18 lantai *push* arah-y pola 1



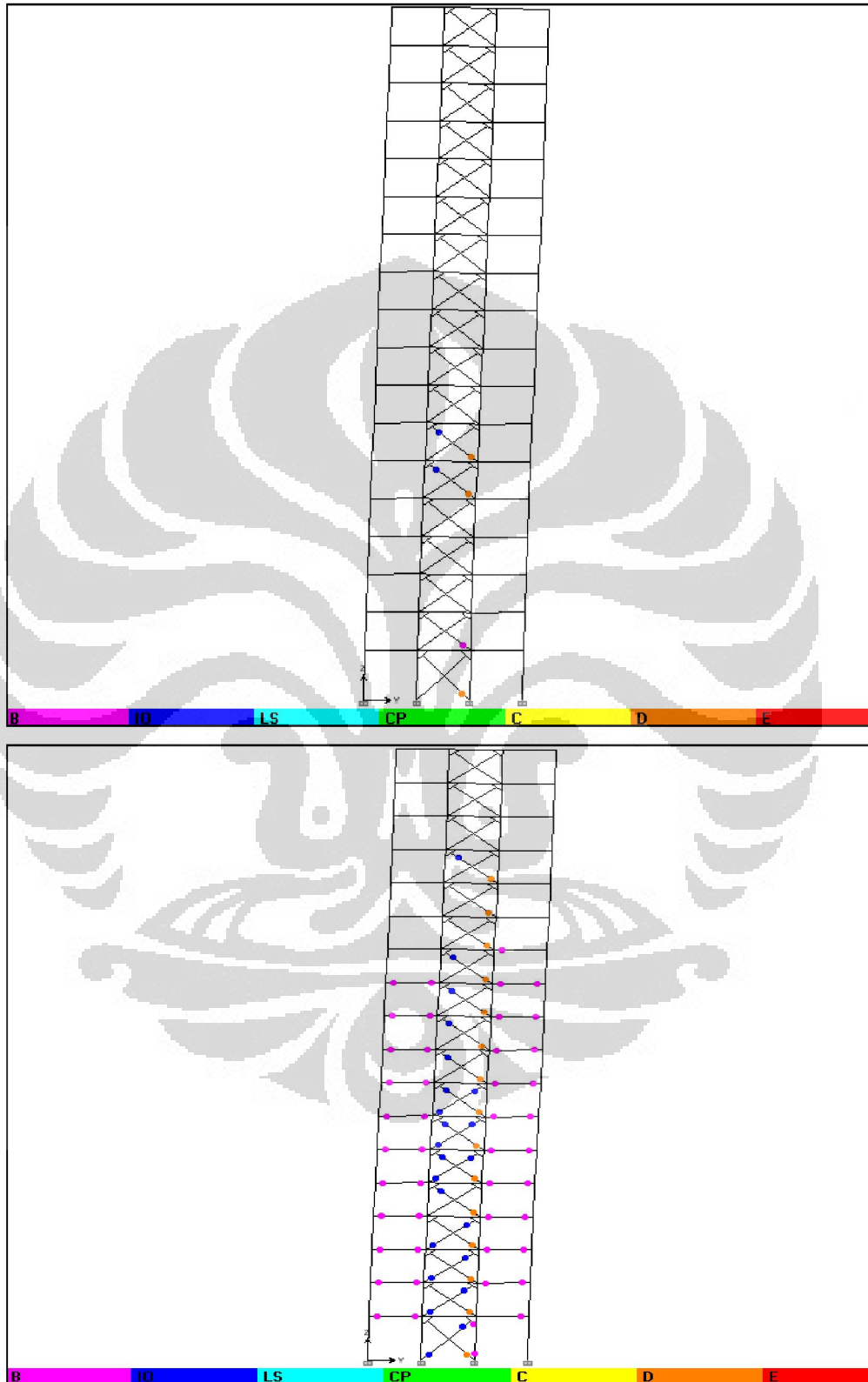
- OKB 18 lantai *push* arah-y pola 1



- CKB 18 lantai *push* arah-y pola 2

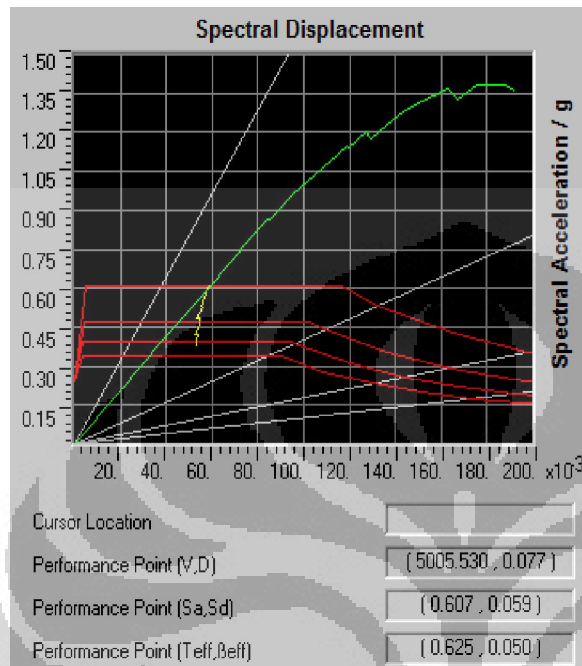


- OKB 18 lantai *push* arah-y pola 2

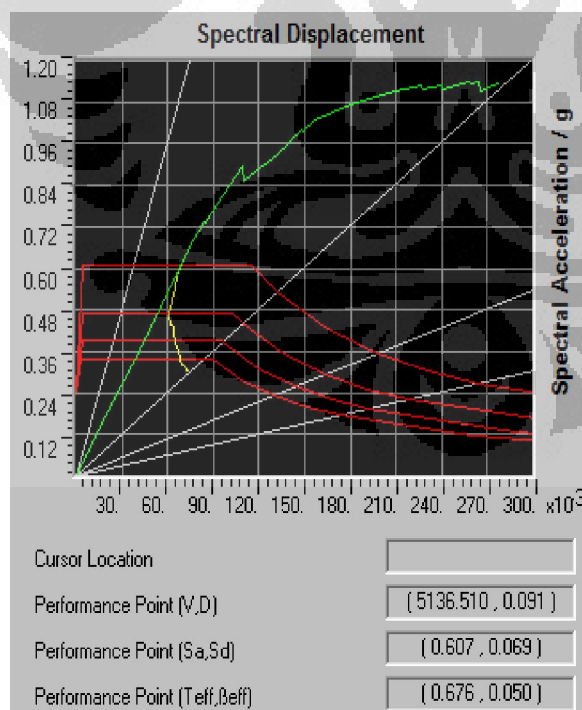


### Lampiran 5. Pushover Curve (Beban-Perpindahan)

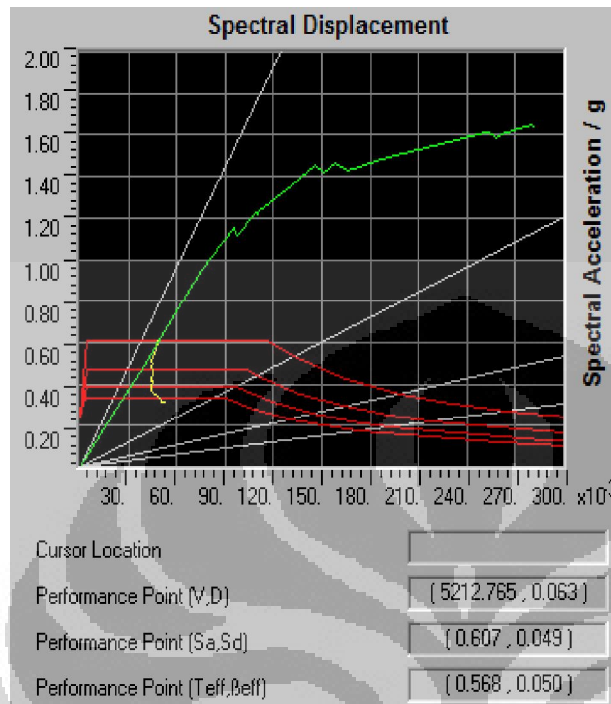
- CKB 6 Lantai Push arah-x pola 1



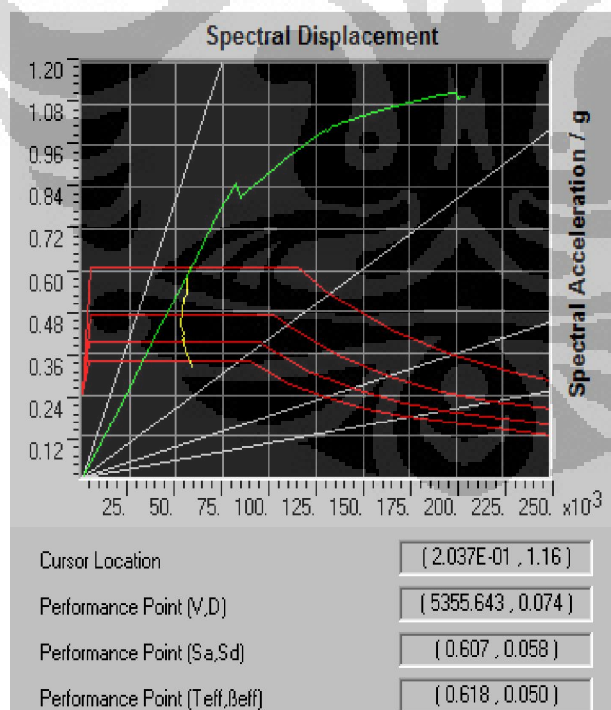
- CKB 6 Lantai Push arah-y pola 1



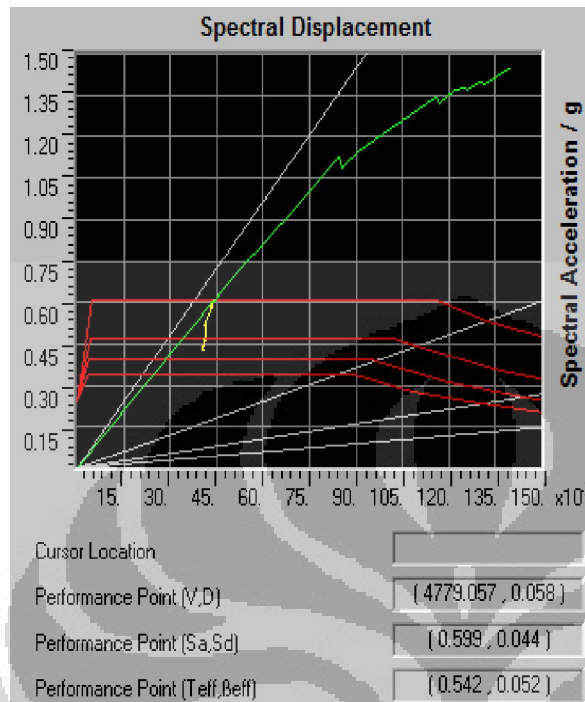
- CKB 6 Lantai Push arah-x pola 2



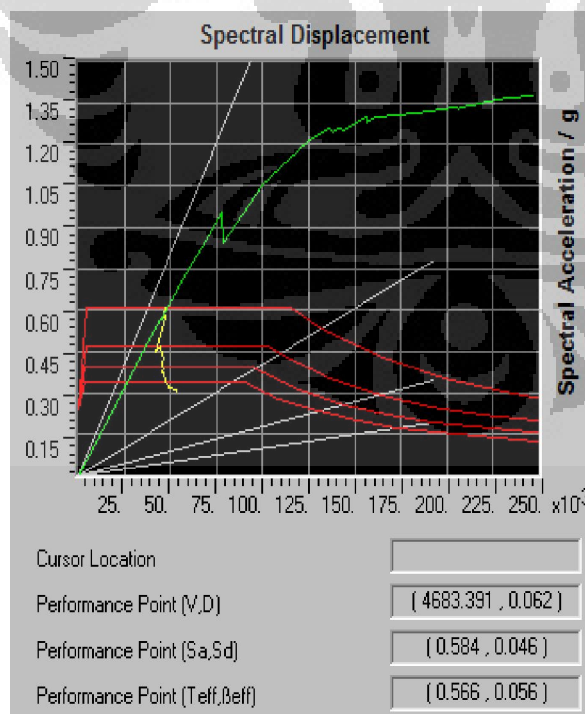
- CKB 6 Lantai Push arah-y pola 2



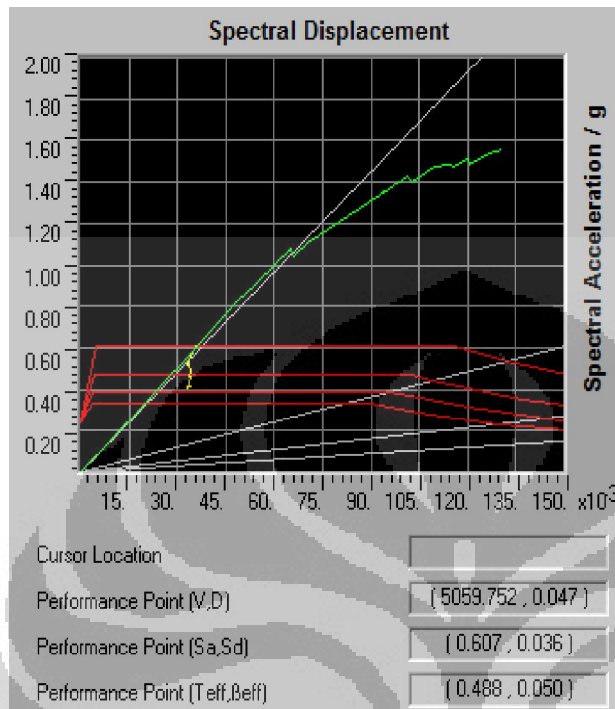
- OKB 6 Lantai Push arah-x pola 1



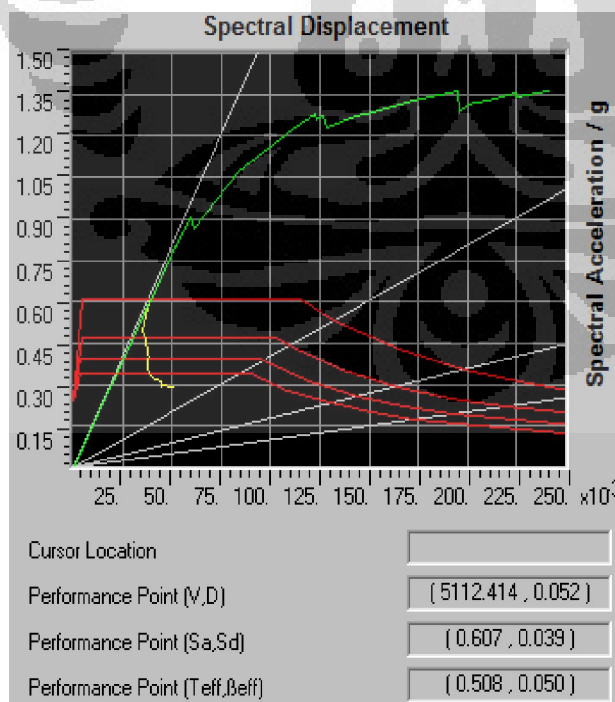
- OKB 6 Lantai Push arah-y pola 1



- OKB 6 Lantai Push arah-x pola 2

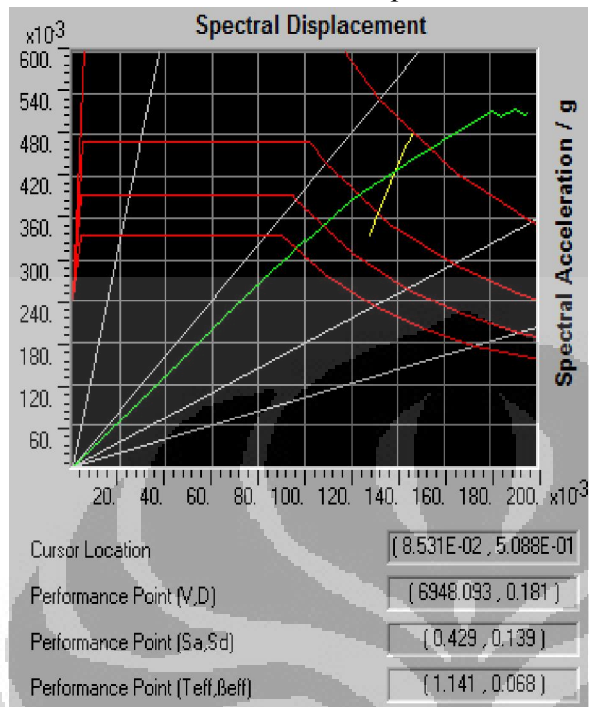


- OKB 6 Lantai Push arah-y pola 2

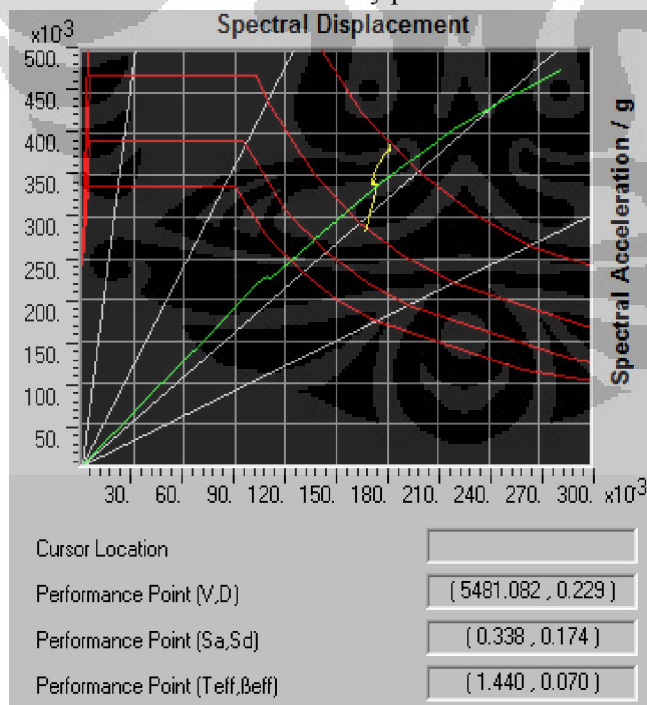




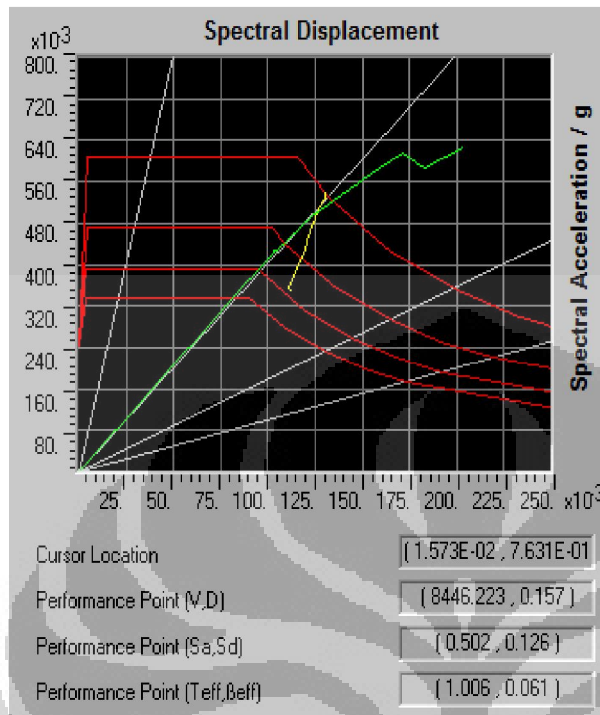
- CKB 12 Lantai Push arah-x pola 1



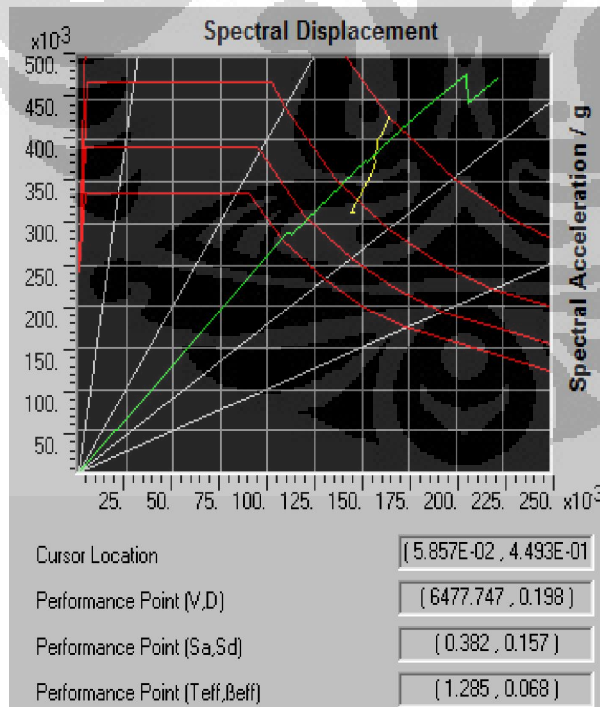
- CKB 12 Lantai Push arah-y pola 1



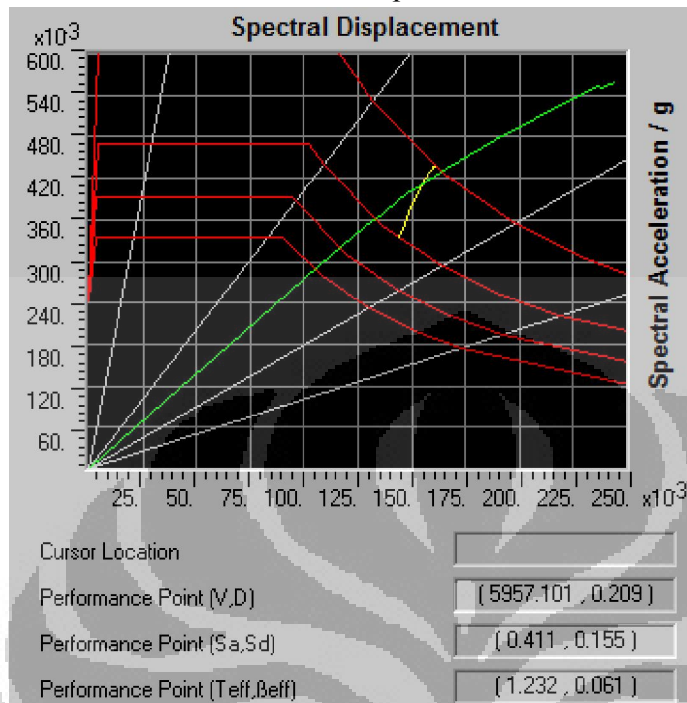
- CKB 12 Lantai Push arah-x pola 2



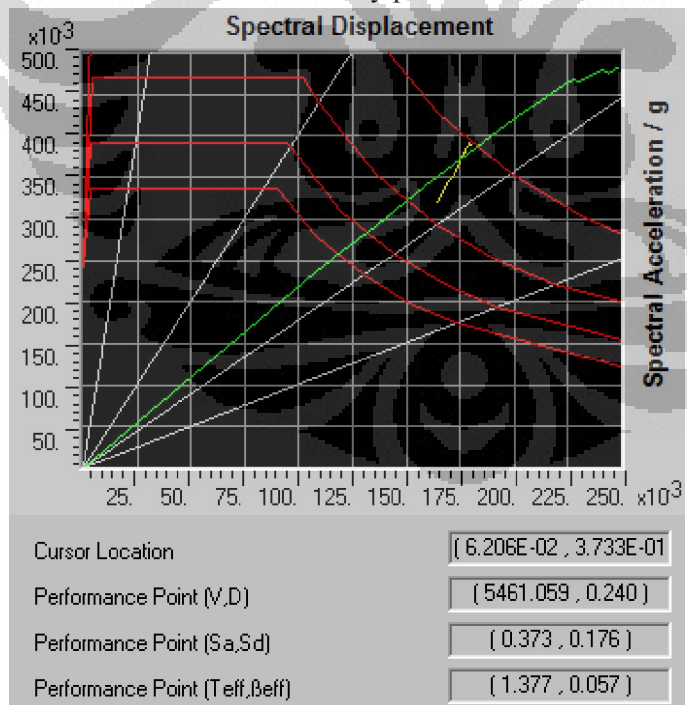
- CKB 12 Lantai Push arah-y pola 2



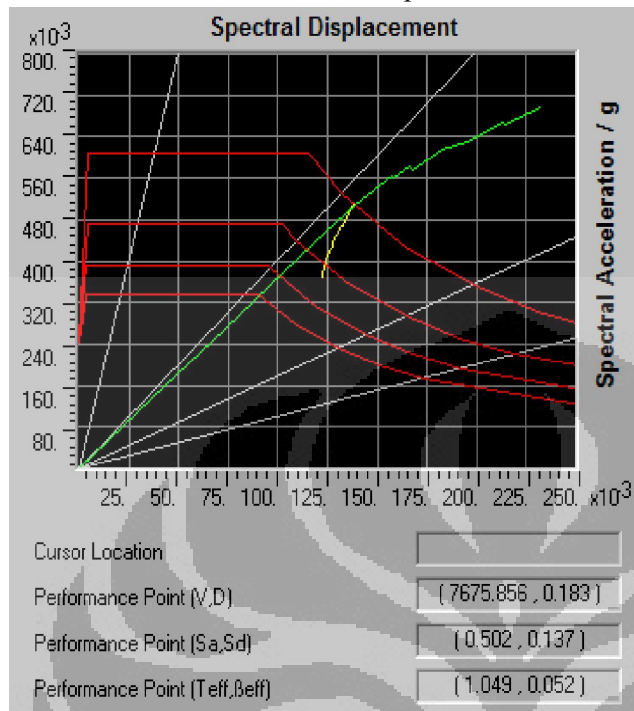
- OKB 12 Lantai Push arah-x pola 1



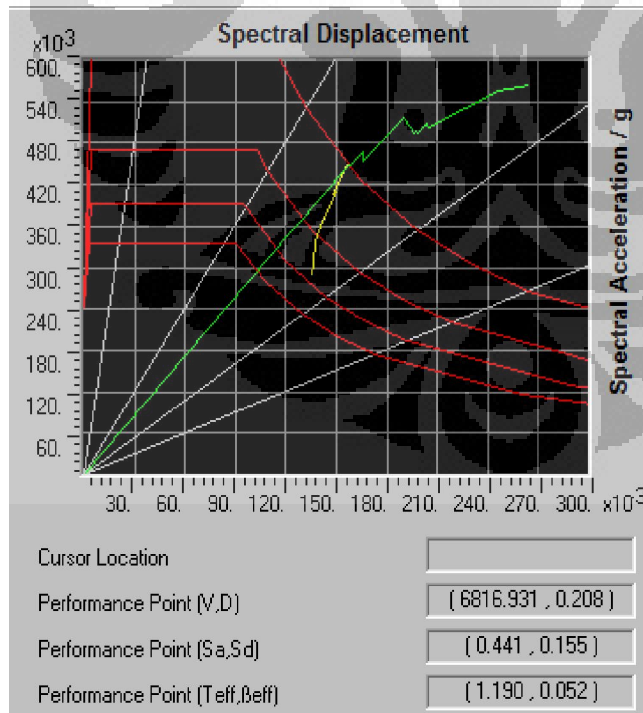
- OKB 12 Lantai Push arah-y pola 1



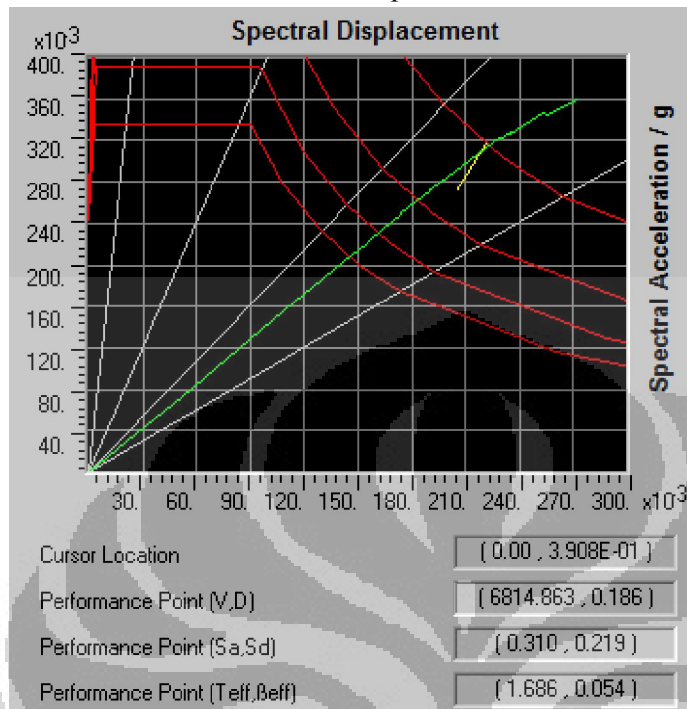
- OKB 12 Lantai Push arah-x pola 2



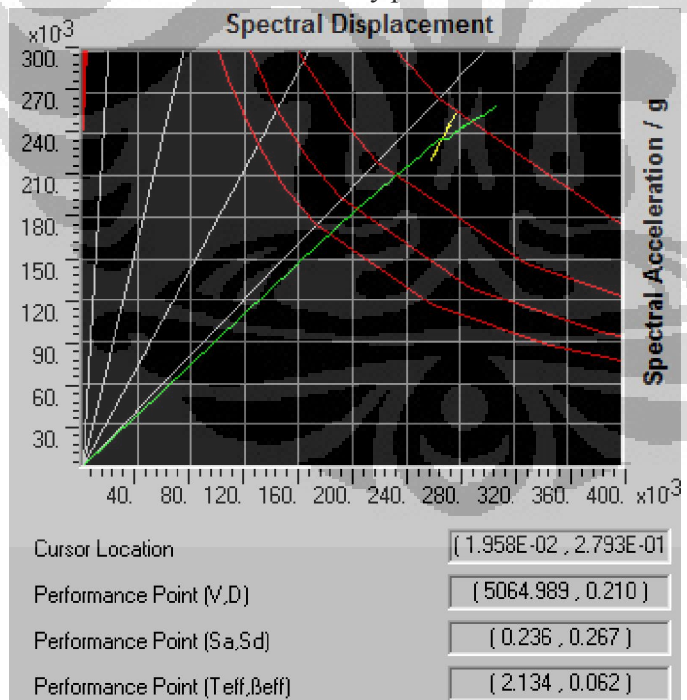
- OKB 12 Lantai Push arah-y pola 2



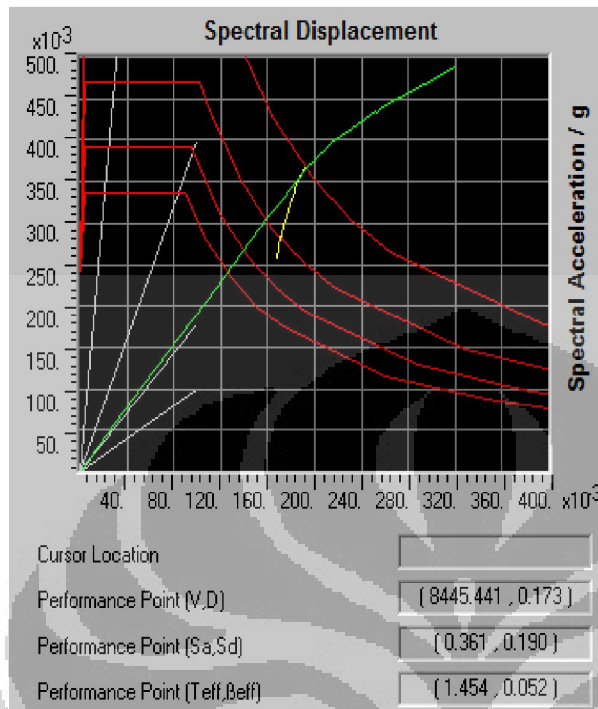
- CKB 18 Lantai Push arah-x pola 1



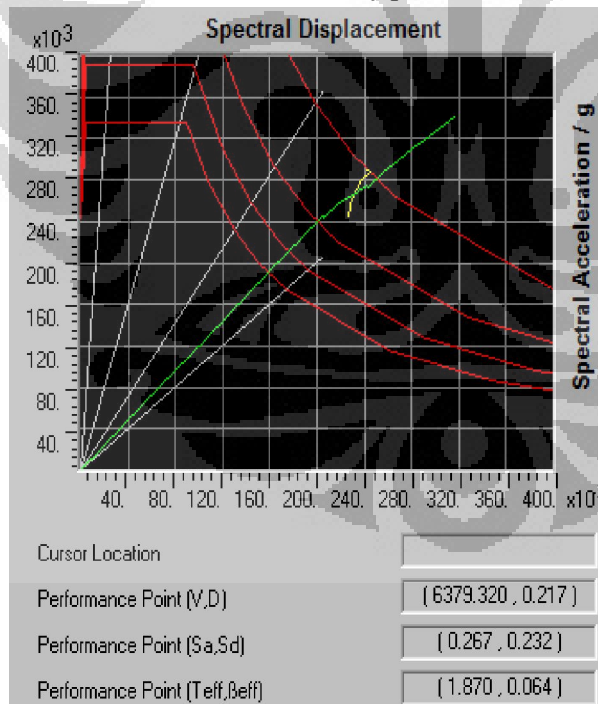
- CKB 18 Lantai Push arah-y pola 1



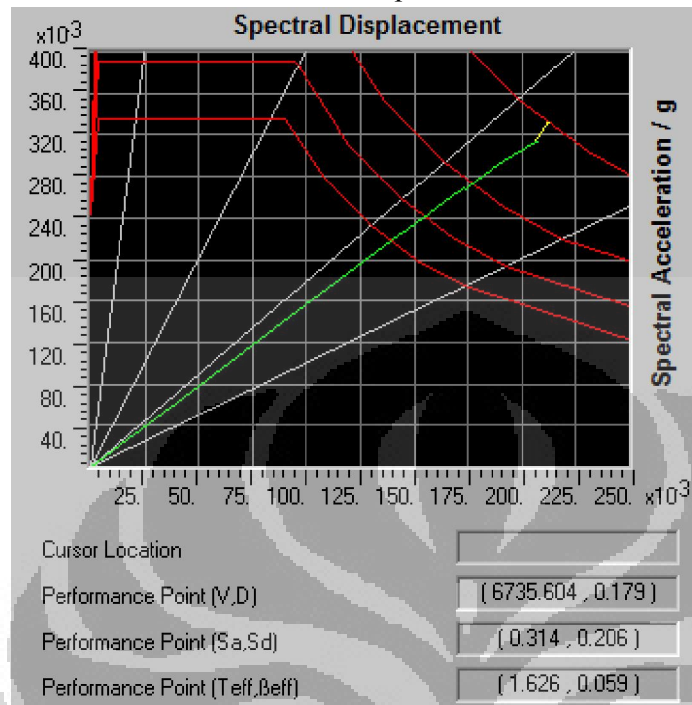
- CKB 18 Lantai Push arah-x pola 2



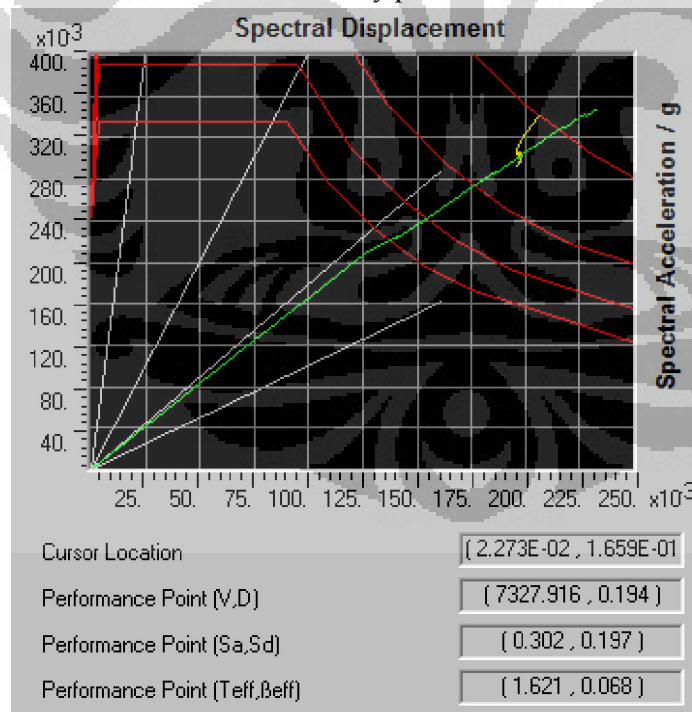
- CKB 18 Lantai Push arah-y pola 2



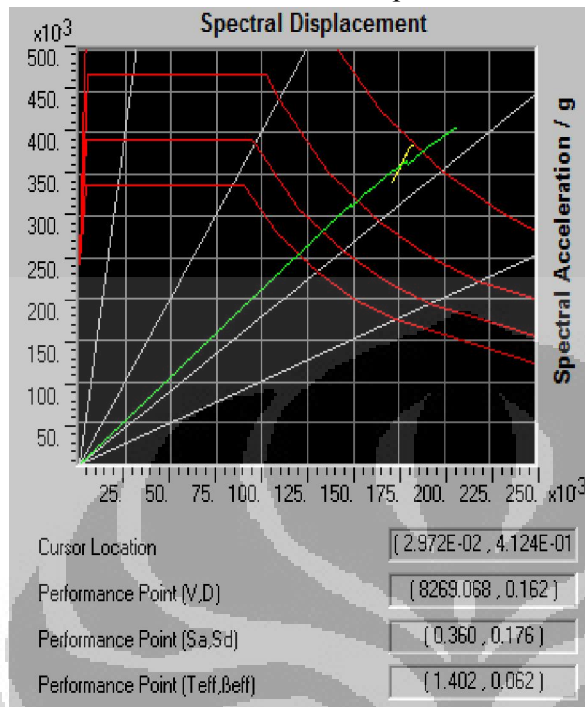
- OKB 18 Lantai Push arah-x pola 1



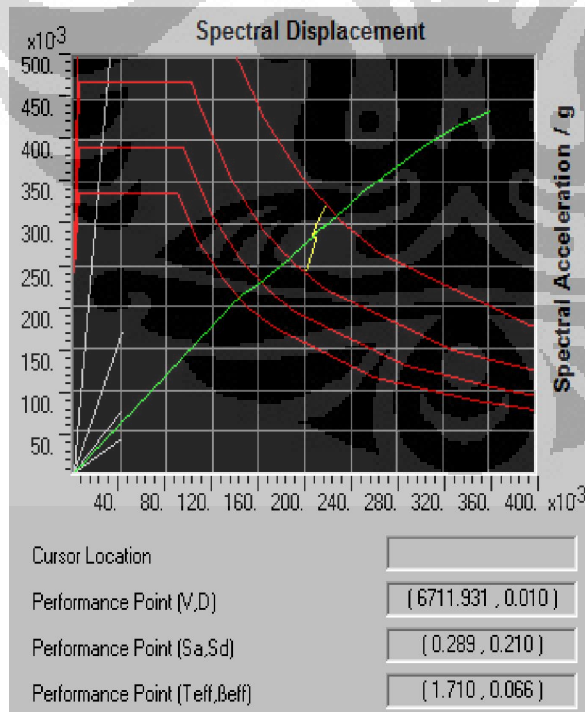
- OKB 18 Lantai Push arah-y pola 1



- OKB 18 Lantai Push arah-x pola 2



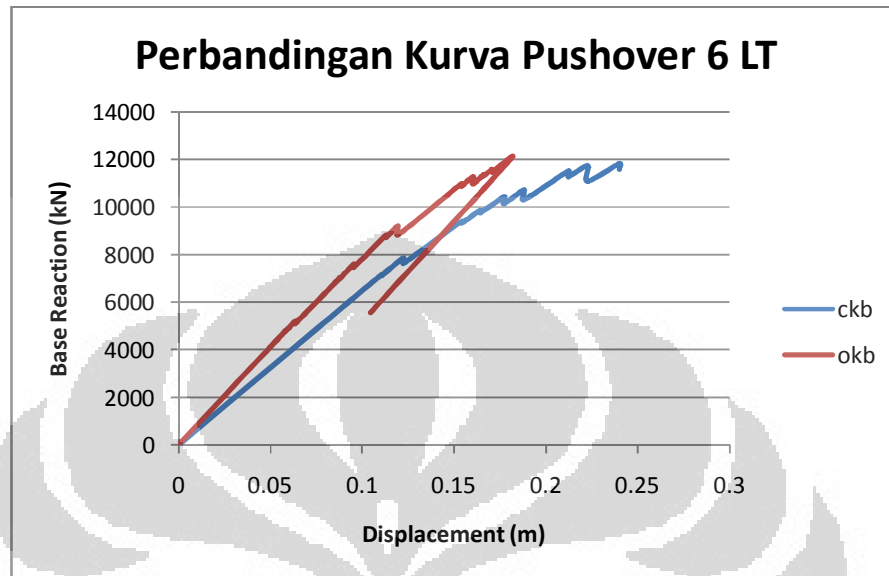
- OKB 18 Lantai Push arah-y pola 2



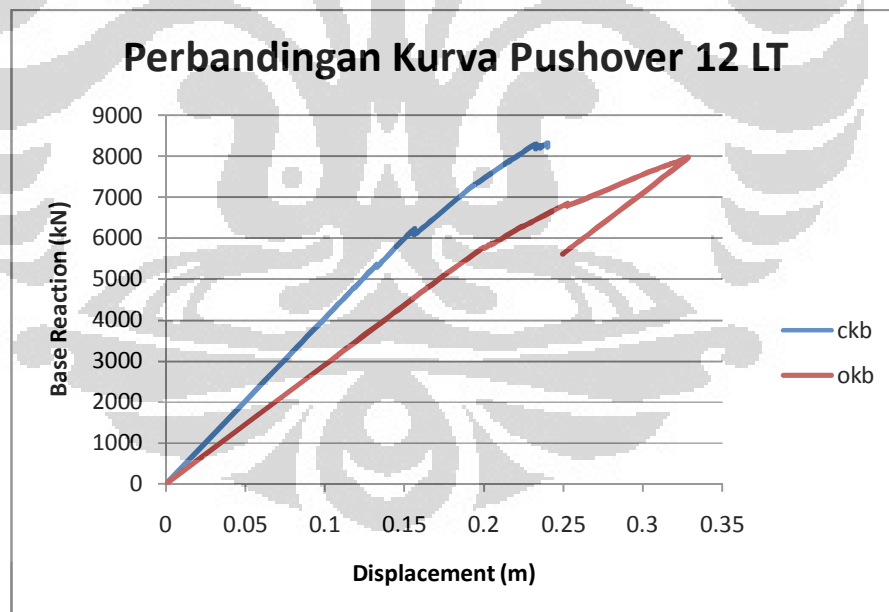


Perbandingan Kurva Pushover Model CKB dan OKB

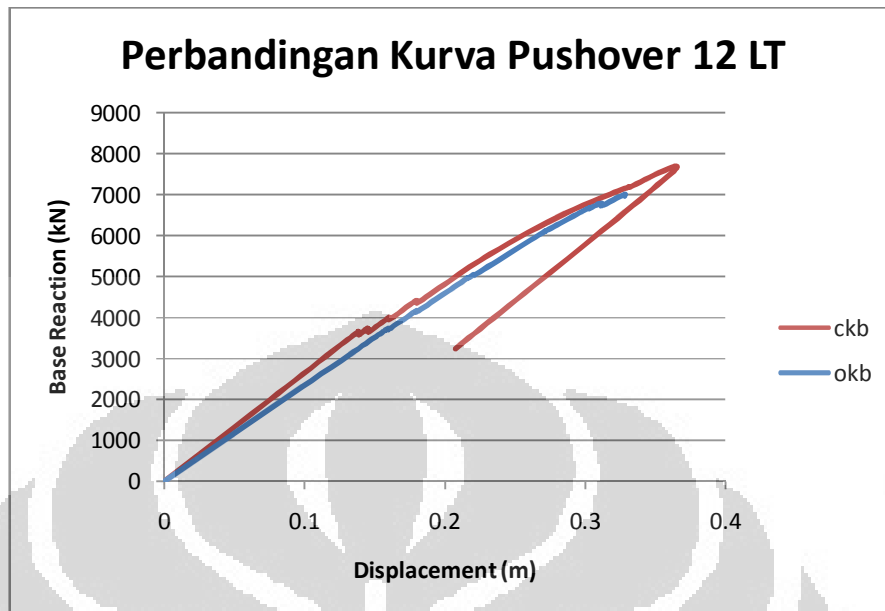
- 6 Lantai Push-X



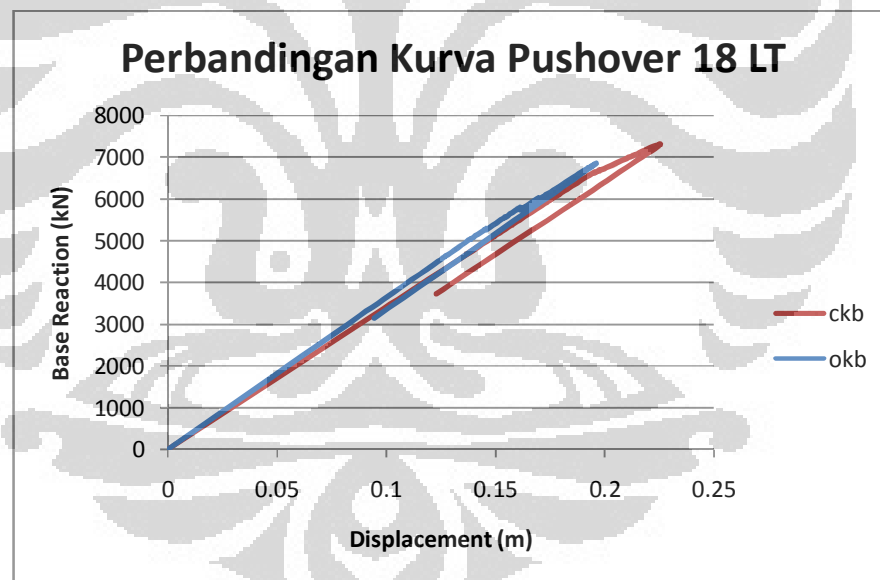
- 12 Lantai Push-X



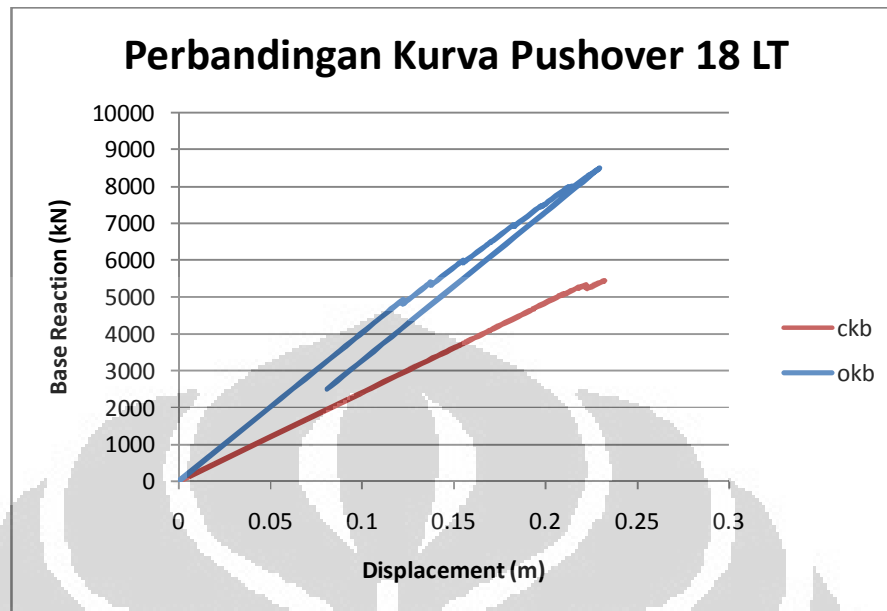
- 12 Lantai Push-Y



- 18 Lantai Push-X



- 18 Lantai Push-Y



### Lampiran 6. Perbandingan Kinerja Saat Performance Point Struktur Bangunan CKB dan OKB

➤ 12 Lantai Push-X Pola 1

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	12
	V (kN)	7295.9761
	D (m)	0.1932
	Level Kinerja	D
OKB	Step	13
	V	6277.7344
	D	0.2239
	Level Kinerja	D

➤ 12 Lantai Push-X Pola 2

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	8
	V (kN)	9841.0645
	D (m)	0.1973
	Level Kinerja	D
OKB	Step	5
	V (kN)	7752.4922
	D (m)	0.1849
	Level Kinerja	C

➤ 12 Lantai Push-Y Pola 1

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	20
	V (kN)	5538.81
	D (m)	0.232
	Level Kinerja	D
OKB	Step	17
	V	6110.74
	D	0.2715
	Level Kinerja	D

## ➤ 12 Lantai Push-Y Pola 2

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	12
	V (kN)	6801.18
	D (m)	0.2106
	Level Kinerja	D
OKB	Step	9
	V (kN)	6865.76
	D (m)	0.2098
	Level Kinerja	D

## ➤ 18 Lantai Push-X Pola 1

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	12
	V (kN)	6644.501
	D (m)	0.1951
	Level Kinerja	D
OKB	Step	22
	V	6775.29
	D	0.1808
	Level Kinerja	D

## ➤ 18 Lantai Push-X Pola 2

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	5
	V (kN)	8694.8281
	D (m)	0.1786
	Level Kinerja	C
OKB	Step	28
	V (kN)	8275.2441
	D (m)	0.1625
	Level Kinerja	D

➤ 18 Lantai Push-Y Pola 1

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	9
	V (kN)	4551.39
	D (m)	0.2124
	Level Kinerja	D
OKB	Step	20
	V (kN)	7463.75
	D (m)	0.1976
	Level Kinerja	D

➤ 18 Lantai Push-Y Pola 2

Model Bresing	Parameter	Nilai
CKB	Step	11
	V (kN)	6598.4
	D (m)	0.2275
	Level Kinerja	D
OKB	Step	16
	V (kN)	6700.03
	D (m)	0.0101
	Level Kinerja	D