



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISIS BUCKLING RESTRAINED BRACES SYSTEM
SEBAGAI RETROFITTING PADA BANGUNAN BETON
BERTULANG AKIBAT GEMPA KUAT**

TESIS

**WIDYA APRIANI
1006736066**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2012**



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISIS BUCKLING RESTRAINED BRACES SYSTEM
SEBAGAI RETROFITTING PADA BANGUNAN BETON
BERTULANG AKIBAT GEMPA KUAT**

TESIS

**Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar
Magister Teknik Sipil**

**WIDYA APRIANI
1006736066**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2012**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Widya Apriani

NPM : 1006736066

Tanda Tangan : 

Tanggal : 5 Juli 2012

HALAMAN PENGESAHAN


Tesis ini diajukan oleh :

Nama : Widya Apriani
NPM : 1006736066
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Tesis : ANALISIS BUCKLING RESTRAINED BRACES SYSTEM
SEBAGAI RETROFITTING PADA BANGUNAN BETON
BERTULANG AKIBAT GEMPA KUAT

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

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng ()

Penguji : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA ()

Penguji : Dr. Elly Tjahjono ()

Penguji : Dr.-Ing. Ir. Josia Irwan Rastandi ()

Ditetapkan di : Depok
Tanggal : 5 Juli 2012

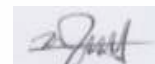
KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Allah SWT, karena atas berkat dan rahmat-Nya, saya dapat menyelesaikan tesis ini. Penulisan tesis ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Magister Teknik Jurusan Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Saya menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan tesis ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan tesis ini. Oleh karena itu, saya mengucapkan terima kasih kepada:

- (1) Ir. Syahril A. Rahim, M. Eng., selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan tesis ini;
- (2) Segenap Dosen Pascasarjana Teknik Sipil UI;
- (3) Orang tua (Zahrial dan Musrita Aryani), kakak (dr. Kartika Zari a) serta keluarga yang telah memberikan bantuan dukungan moral dan materil dan ikut mendoakan selalu;
- (4) Andri Yanto yang telah memberikan bantuan dukungan moral dan materil dan cintanya;
- (5) Sahabat (pak Mulyono, pak Mirzan, Theresia, Bismi, Fadhilah Muslim) yang telah mensupport saya dalam menyelesaikan tesis ini.

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

Depok, 5 Juli 2012



Penulis

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

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

Nama : Widya Apriani
NPM : 100736066
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Tesis

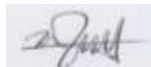
Demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul :

ANALISIS BUCKLING RESTRAINED BRACES SYSTEM SEBAGAI
RETROFITTING PADA BANGUNAN BETON BERTULANG AKIBAT GEMPA
KUAT

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

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok
Pada Tanggal : 5 Juli 2012
Yang menyatakan



(Widya Apriani)

ABSTRAK

Nama : Widya Apriani
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Analisis Buckling Restrained Braces System sebagai Retrofitting pada Bangunan Beton Bertulang akibat Gempa Kuat

Pada umumnya Bangunan yang ada di Indonesia telah dibangun dengan acuan pedoman SNI 1726-1989-F dan SNI 03-1726-2002, telah lahir peraturan baru SNI 03-1726-2010. Bangunan yang telah ada boleh jadi tidak memenuhi standar baru, sehingga harus diperkuat (*retrofitting*). Untuk mendapatkan sistem struktur dengan respon yang paling baik terhadap gempa dilakukan studi pengembangan analisis mengenai perilaku BRB. Analisis tipe ini diaplikasikan pada bangunan tinggi struktur beton bertulang. Penelitian terlingkup mengenai, mekanisme, kinerja, dan parameter-parameter aktualnya terkait dengan adanya pengaruh gempa rencana sesuai FEMA 356. Hal-hal tersebut diteliti dengan membandingkan antara struktur eksisting, dengan struktur hasil *retrofitting*-nya. Hasil penelitian menunjukkan bahwa hasil analisa statik nonlinier (*pushover analysis*) untuk struktur sistem ganda (DS) dengan BRBS sampai pada target peralihan (*performance point*) yang dihitung berdasarkan FEMA 356 struktur gedung yang didesain masih memiliki taraf kinerja *Life safety*.

Kata Kunci:

Buckling restrained Brace, struktur sistem ganda, Retrofitting, FEMA 356, taraf kinerja Life safety

ABSTRACT

Name : Widya Apriani
Study Program : Civil Engineering
Title : Analysis of Buckling Restrained Braces System for Retrofitting in Reinforced Concrete Building due to a Strong Earthquake

In general, the existing building in Indonesia has been constructed with reference to the guidelines SNI 1726-1989-F and SNI 03-1726-2002, along with expanding knowledge of the new regulations have been born SNI 03-1726-2010. Existing buildings may be not meeting the new standards, so the buildings are vulnerable to safety and rigidity of the structure. To that end, should be strengthened (retrofitting). To get the system structure with the best response to the earthquake made the development of analytical studies on the behavior of BRB. Bracing is applied to the type of reinforced concrete structures in tall buildings. The study included about mechanisms, performance and actual parameters associated with the influence of earthquake plans with FEMA 356. Those things are investigated by comparing the existing structure with its retrofitting the structure. The results showed that the results of nonlinear static analysis (pushover analysis) for the structure of the dual system (DS) with BRBS to the intermediate targets (performance point) are calculated based on FEMA 356, designed the building structure still has the Life Safety performance level. This indicates that the building is designed according to the performance already qualified FEMA 356 because the building is designed as an office building.

Key words: *Buckling restrained brace, dual system structure, Retrofitting, FEMA 356, Life Safety performance level*

DAFTAR ISI

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS.....	iii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iv
KATA PENGANTAR	v
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI.....	vi
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS	vi
ABSTRAK	vii
ABSTRACT.....	viii
DAFTAR ISI.....	ix
1.PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	2
1.4 Manfaat Penelitian.....	3
1.5 Batasan Penelitian	3
1.6 Hipotesis	4
1.7 Sistematika Penulisan.....	4
2.TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Konsep Perencanaan Struktur Penahan Beban Lateral	5
2.1.1 Daktilitas Struktur (μ).....	5
2.1.2 Respon Inelastis Struktur	8
2.1.3 Faktor Kuat Lebih (Overstrength Factor)	8
2.1.4 Kekakuan	10
2.1.5 Kekuatan	10
2.2 Strategi Retrofitting Struktur.....	11
2.3. Perkembangan Sistem Penahan Beban Lateral	15
2.3.1 Buckling restrained braces (BRB).....	16
2.3.2 Perhitungan Kekuatan Buckling restrained braces System	29
2.3.3 Perhitungan Adjusted Brace Strength.....	30
2.3.4 Sambungan Buckling restrained braces.....	31
2.4 Analisis Gaya Gempa.....	31
2.4.1. Analisis Pushover	31
2.4.2. Analisis Non Linier.....	34
2.4.2.1 Non Linear Geometri (P-Delta Effect).....	34
2.4.2.2 Non Linear Material.....	34
2.4.2.3 Metode Koefisien Perpindahan FEMA 356.....	34
2.6. Metode Kinerja Struktur Menurut SNI-1726-2010.....	38
3. METODOLOGI PENELITIAN	39

3.1 Metodologi Desain	39
3.2 Desain struktur retrofitting dengan Buckling restrained braces System(BRB)	39
3.2.1 Penentuan Letak Buckling restrained braces	40
3.2.2 Pemodelan Buckling Restrained Braces pada Program ETABs.....	40
3.3 ANALISA	42
3.3.1 Analisa Pushover.....	42
3.3.2 Performance Based Design.....	42
4. PEMODELAN STRUKTUR.....	52
4.1 Deskripsi Model struktur dan Lokasi	52
4.1.1. Denah Bangunan.....	53
4.2 Pembebanan.....	56
4.2.1 Kombinasi Pembebanan	60
4.3 Koefisien Reduksi Kekuatan	61
4.4 Pemodelan Elemen Struktur	61
4.5 Pemodelan Struktur Dual System.....	68
4.6 Pemodelan Sendi Plastis.....	70
5. HASIL DAN PEMBAHASAN	71
5.1 Hasil Analisis Struktur MODEL DS02	71
5.1.1 Periode Alami struktur.....	71
5.1.2 Kontrol Sistem Ganda (Partisipasi Dinding Geser dan Kolom dalam Menahan Beban Gempa) MODEL DS02.....	71
5.1.3 Kontrol Partisipasi Massa	75
5.1.4 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum.....	75
5.1.5 Kontrol Simpangan Struktur Terhadap Beban Gempa.....	76
5.2 Evaluasi Struktur dengan Model DS10a	78
5.2.1 Periode Alami struktur.....	78
5.2.2 Kontrol Partisipasi Massa	78
5.2.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum.....	79
5.2.4 Kontrol Simpangan Struktur terhadap Pembebanan Gempa	81
5.2.5 Kontrol Sistem Ganda (Partisipasi Dinding Geser dan Kolom dalam Menahan Beban Gempa) pada MODEL DS10	83
5.2.6 Pemeriksaan Kekuatan Struktur.....	91
5.2.6.1 Pemeriksaan Ratio Kekuatan Kolom	91
5.3 Perbandingan Model DS 02 dan Model DS 10	94
5.3.1 Perubahan Persyaratan Gaya Geser Dasar Minimum.....	94
5.3.2 Perbandingan Gaya Geser.....	94
5.3.3 Pemeriksaan Gaya Geser terhadap 25% Beban Gempa.	96
5.4 Retrofitting BRBS	99
5.4.1 Penentuan Letak Bresing	99
5.4.2 Penentuan Tipe Bresing	106
5.4.3 Desain BRB	107
5.4.4 Penentuan Kapasitas Tarik dan Tekan Maksimum.....	110
5.4.5 Pengecekan Kapasitas Balok dan Kolom setelah diretrofitting dengan BRB	112
5.5 Perbandingan Struktur Model DS 10 dan Model Retrofitting	113

5.6 Evaluasi Kinerja Struktur Pada Kondisi Inelastik (Pushover Analysis)	
Model Retrofitting	116
5.6.1 Waktu getar alami efektif	116
5.6.2 Target peralihan Metode Spektrum Kapasitas.....	119
5.7.2 Sebaran Sendi Plastis	119
Kesimpulan dan Saran	123
6.1 Kesimpulan.....	123
6.2 Saran	125



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Menurut FEMA 356	5
Gambar 2.2 Mekanisme Desain Bangunan Berdasarkan Faktor Daktilitas Kuat Lebih	7
Gambar 2.3 Diagram Alir Pemilihan Metode Perbaikan Berdasarkan FEMA 356.....	12
Gambar 2.4 Perilaku Bresing Konvensional dan BRBS	17
Gambar 2.5 Konsep Buckling restrained braces	17
Gambar 2.6 Perilaku bresing konvensional vs BRBS.....	18
Gambar 2.7 Longitudinal Displacement Time Histories (Standard Test)	19
Gambar 2.8 Specimen 1: Transversal Displacement Time Histories (Standard Test)	20
Gambar 2.9 Specimen 1: Brace Force versus Deformation (Standard Test)	21
Gambar 2.10 Specimen 1: Hysteretic Energy Time History (Standard Test).....	21
Gambar 2.11 Specimen 1: Longitudinal Displacement Time Histories (Low-cycle Fatigue Test)	22
Gambar 2.12 Specimen 1: <i>Transversal Displacement Time Histories</i> (<i>Low-cycle Fatigue Test</i>).....	23
Gambar 2.13 Specimen 1: <i>Brace Force versus Deformation</i> (<i>Low-cycle Fatigue Test</i>) <i>Dissipated</i>	24
Gambar 2.14 Specimen 1: <i>Hysteretic Energy Time History</i> (<i>Low-cycle Fatigue Test</i>).....	25
Gambar 2. 15 Komponen Buckling restrained braces	25
Gambar 2.16 Gap antara mortar dan elemen tahan leleh	26
Gambar 2.17 Penampang Berbagai Macam <i>Buckling restrained braces</i> yang Berkembang Di Jepang.....	27
Gambar 2.18 Buckling restrained braces untuk rehabilitasi bangunan beton bertulang (a) Tampak Global (courtesy of SIE, Inc); (b) detail sambungan (courtesy Engineers & Associates, Inc)	28
Gambar 2. 19 Backbone Curve untuk <i>Buckling restrained braces System</i>	29
Gambar 2.20 Skematik Analisis Statik Beban Dorong	32

Gambar 2. 21 Hubungan beban dengan perpindahan pada sendi	33
Gambar 2. 22 Metode Koefisien Perpindahan FEMA 356	35
Gambar 2.23 Idealisasi kurva Gaya - Deformasi	37
Gambar 3. 1 Single Diagonal Bresing.....	40
Gambar 3. 2 Kurva <i>family demand spectrum</i>	46
Gambar 3. 3 Kurva <i>demand spectrum</i> dan <i>spectrum kapasitas</i>	46
Gambar 3. 4 Kurva bilinear	47
Gambar 3. 5 Iterasi untuk menemukan Performance Point	48
Gambar 3. 6 Performance Point	49
Gambar 4. 1 Denah Struktur Eksisting	53
Gambar 4. 2 Tampak Bangunan Eksisting (elevation view 1)	54
Gambar 4. 3 Tampak Bangunan Eksisting SRPMK dan couple shearwall	55
Gambar 4. 4 Tampak Bangunan Eksisting (3D)	56
Gambar 4. 5 Grafik fungsi spektrum respons	58
Gambar 4. 6 Section shell – layered non linier.....	64
Gambar 4. 7 Definisi lapisan dinding geser nonlinier.....	65
Gambar 4. 8 Propertis Penampang.....	66
Gambar 4. 9 Penampang BRB	68
Gambar 4. 10 Grafik Gaya Geser Tingkat Nominal	69
Gambar 4. 11 Grafik beban gempa 25% beban gempa nominal statik.....	69
Gambar 5. 1 Partisipasi elemen dalam menahan gaya geser.....	73
Gambar 5. 2 Kolom yang Ditinjau	74
Gambar 5. 3 Diagram Gaya Geser Tingkat Nominal Sepanjang Tinggi Struktur Gedung.....	76
Gambar 5. 4 Kinerja batas layanan (Δ_S) akibat gempa nominal arah X.....	77
Gambar 5. 5 Kinerja batas ultimate (Δ_M) akibat gempa nominal arah X.....	77
Gambar 5. 6 Diagram Gaya Geser Tingkat Nominal Sepanjang Tinggi Struktur Gedung (SNI 03-1726-2010)	80
Gambar 5. 7 Drift akibat gempa nominal arah X.....	82
Gambar 5. 8 Drift akibat gempa nominal arah Y	82

Gambar 5. 9 Grafik Perpindahan struktur	83
Gambar 5. 10 Diagram Gaya geser tingkat 100% beban gempa	85
Gambar 5. 11 kegagalan balok pada elevasi view 7	86
Gambar 5. 12 Kegagalan balok pada elevasi view C.....	87
Gambar 5. 13 Elevasi view C.....	89
Gambar 5. 14 Diagram Interaksi Kolom (kolom 600x600).....	90
Gambar 5. 15 P-M-M ratio (kolom berwarna merah mengalami overstress).....	92
Gambar 5. 16 P-M-M ratio (kolom berwarna merah mengalami overstress) – elevasi A	93
Gambar 5. 17 Gambar gaya geser tingkat bangunan	95
Gambar 5. 18 Diagram Gaya Geser tingkat pada Frame yang dikenai 25 % beban gempa	98
Gambar 5. 19 Denah Posisi Bresing alternatif 1 (ukuran bresing sama setiap lantai)	100
Gambar 5. 20 Elevasi C	101
Gambar 5. 21 Denah Posisi Bresing alternatif 2 (ukuran proporsional setiap lantai).....	102
Gambar 5. 22 elevasi C alternatif kedua	103
Gambar 5. 23 Posisi Bresing Alternatif 3	104
Gambar 5. 24 Penentuan letak bresing yang paling optimal (elevasi 1).....	105
Gambar 5. 25 Tipe bresing yang akan digunakan.....	107
Gambar 5. 26 <i>Strain hardening effect, sumber : wildcat test report USA, full scale testing of wildcat series BRB final report, by : Pedro Romero,Ph.D,P.E Lawrence D. Reaveley, Ph.D.,P.E, May 2007</i>	111
Gambar 5. 27 Massa Stuktur	114
Gambar 5. 28 Perioda struktur	114
Gambar 5. 29 Perbandingan nilai gaya geser dasar	115
Gambar 5. 30 Gambar Kurva Hubungan Geser Dasar dan Perpindahan struktur arah gempa X.....	116
Gambar 5. 31 Analisa kurva bilinear untuk target perpindahan	117
Gambar 5. 32 Spektrum kapasitas arah gempa X	119

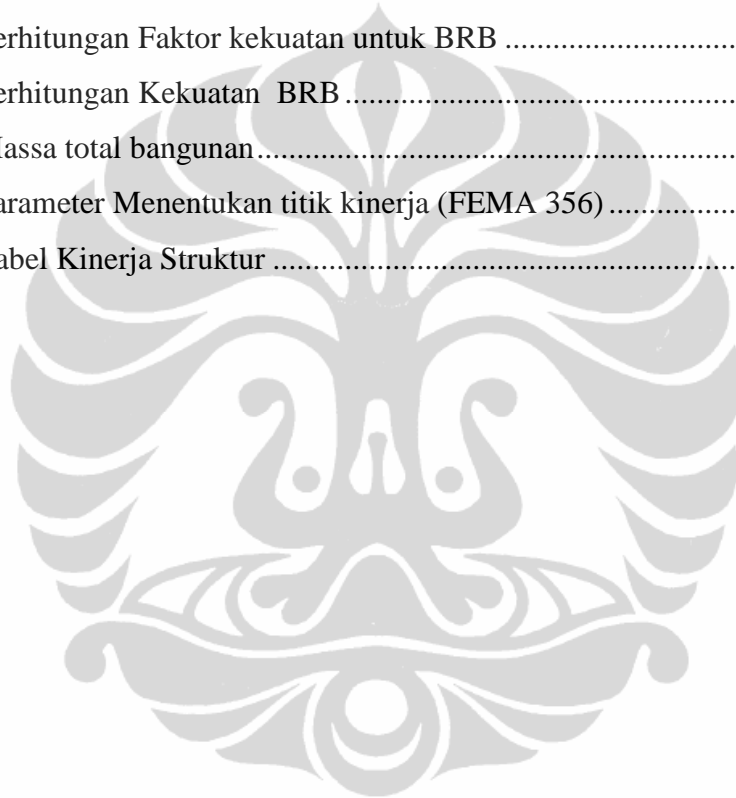
Gambar 5. 33 Level kinerja Struktur.....	120
Gambar 5. 34 Formasi sendi plastis view 5- PUSH x step 2	121
Gambar 5. 35 Formasi sendi plastis view- PUSH x step 9 Error! Bookmark not defined.	
Gambar 5. 36 Formasi sendi plastis view - PUSH X step 9	122



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Parameter Daktilitas Struktur.....	8
Tabel 2. 2 Parameter modeling dan numerikal kriteria penerimaan untuk prosedur nonlinier-Kolom Beton Bertulang.....	33
Tabel 2. 3 Tabel Nilai C_0	36
Tabel 2. 4 Tabel Nilai C_2	36
Tabel 2. 5 Simpangan Antara Lantai Tingkat Ijin (Δ_a)	38
Tabel 3. 1 Tingkat Kerusakan Bangunan.....	43
Tabel 3. 2 Level Gempa Rencana	44
Tabel 4. 1 Nilai eksentrisitas arah X	59
Tabel 4. 2 Nilai eksentrisitas arah Y	60
Tabel 4. 3 Kombinasi Pembebanan Metoda Statik Ekuivalen.....	61
Tabel 4. 4 Dimensi Balok.....	62
Tabel 4. 5 Dimensi kolom.....	63
Tabel 4. 6 Dimensi Penampang inti (core steel)	66
Tabel 4. 7 Dimensi Penampang HSS dan Konfigurasi Collar	66
Tabel 4. 8 Geometri Penampang.....	67
Tabel 4. 7 Dimensi Penampang HSS dan Konfigurasi Collar	66
Tabel 5. 1 Persentase Komposisi Gaya Geser Dasar	71
Tabel 5. 2 Persentase elemen struktur dalam menahan beban gempa 100%	72
Tabel 5. 3 Rasio Tulangan Kolom	74
Tabel 5. 4 Partisipasi massa menahan gaya geser	75
Tabel 5. 5 Partisipasi Massa.....	78
Tabel 5. 6 Gaya geser tingkat sebelum dan sesudah dikali faktor skala	79
Tabel 5. 7 Kontrol Simpangan Struktur terhadap Pembebanan Gempa	81
Tabel 5. 8 Persentase komposisi gaya geser dasar	84
Tabel 5. 9 Persentase komposisi gaya geser tingkat nominal	84
Tabel 5. 10 Kolom yang mengalami overstress	88
Tabel 5. 11 Batasan Koefisien Geser dasar.....	94

Tabel 5. 12 Persyaratan besarnya gaya geser dinamik.....	94
Tabel 5. 13 Peningkatan Gaya Geser MODEL DS02-a dibandingkan dengan MODEL DS10-a	96
Tabel 5. 14 Gaya geser dinamik tingkat dijadikan beban gempa statik ekivalen .	97
Tabel 5. 15 Peningkatan Gaya Geser tingkat pada Frame yang dikenai 25 % beban gempa.....	98
Tabel 5. 16 Data Geometri dan Propertis Penampang Baja Inti (sc)	108
Tabel 5. 17 Perhitungan Nilai Asc terpasang dan Tipe BRB.....	109
Tabel 5. 18 Perhitungan Faktor kekuatan untuk BRB	110
Tabel 5. 19 Perhitungan Kekuatan BRB.....	112
Tabel 5. 20 Massa total bangunan.....	113
Tabel 5. 21 Parameter Menentukan titik kinerja (FEMA 356)	118
Tabel 5. 22 Tabel Kinerja Struktur	118



BAB 1 PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan wilayah rentan mengalami gempa bumi. Resiko yang terjadi akibat gempa harus dikurangi, maka diperlukan bangunan yang tahan terhadap gempa. Sehingga beberapa dekade terakhir telah banyak dilakukan penelitian untuk mendapatkan sistem struktur dengan respon yang paling baik terhadap gempa. Pada umumnya Bangunan yang ada di Indonesia telah dibangun dengan acuan pedoman SNI 1726-1989-F dan SNI 03-1726-2002, seiring dengan berkembangnya pengetahuan maka telah lahir peraturan baru SNI 03-1726-2010.

Pada tahun 2010, Sutijpto telah melakukan analisis terhadap adanya persyaratan geser dasar seismik minimum pada RSNI 03-1726-2010, yang tidak dinyatakan secara eksplisit dalam SNI 03-1726-2002. Hasilnya bahwa gedung dengan perioda di atas 3 detik (19 lapis ke atas) yang telah terbangun dan yang dirancang berdasarkan SNI 03-1726-2002, tidak memenuhi persyaratan RSNI 03-1726-2010. Bangunan yang telah ada boleh jadi menjadi tidak memenuhi standar baru, sehingga bangunan rentan akan keamanan dan kekakuan struktur. Untuk itu, seharusnya dikaji ulang dan bila perlu harus diperkuat (*retrofitting*).

Struktur yang paling umum digunakan untuk menahan tahanan lateral adalah *Concentric Brace Frame* (CBF). Struktur ini memiliki kekakuan lateral yang sangat tinggi. Namun karena timbul perilaku tekuk dan kehilangan kekakuan lateral akibat adanya gaya tekan pada struktur, maka perilaku histeristik pada CBF sudah tidak dapat diandalkan lagi (Di Sarno et al, 2010)[13]. Sebaliknya, *Buckling restrained braces* merupakan pengaku yang mampu mengakomodasi dan menahan gaya tekan yang dapat menyebabkan tekuk pada struktur.

Keandalan *Buckling restrained braces* telah di hasilkan dari berbagai penelitian dan pengujian, diantaranya, menurut Choi, Hyunhoon & Kim, Jinkoo (2003) [9] telah meneliti respons struktur baja(5 dan 10 lantai) terhadap gempa dan energi disipasi, hasilnya menunjukkan bahwa displacement maksimum pada struktur baja berkurang seiring dengan meningkatnya kekakuan bresing.

Selain itu, Menurut Di Sarno(2010)[13] yang meneliti retrofitting dengan BRB yang diaplikasikan pada bangunan (2 lantai) beton bertulang juga menunjukkan hasil yang baik dimana diperoleh displacement global dan lokal berkurang setelah diretrofitting, pada bangunan eksisting simpangan antar lantai 2,34% pada CPLS dan 1,92% pada LSLs, sebaliknya untuk struktur retrofitting simpangan antar lantai berkurang menjadi 0,84% pada CPLS dan 0,65% pada LSLs serta lebih dari 60% energi dapat didisipasi oleh BRB ini.

Berdasarkan beberapa penelitian tersebut, perlu dilakukan adanya suatu pengembangan analisis mengenai perilaku BRB yang diaplikasikan pada struktur beton bertulang dengan pada bangunan tinggi.

Penelitian terlingkup mengenai perilaku, mekanisme, kinerja, dan parameter-parameter aktualnya terkait dengan adanya pengaruh gempa rencana. Hal-hal tersebut diteliti dengan membandingkan antara struktur eksisting, yakni struktur beton bertulang sistem portal, dengan struktur hasil *retrofitting*-nya, yakni struktur eksisting yang diberi tambahan elemen pengaku BRBS (*Buckling restrained braces system*).

Dilakukan beberapa pemodelan struktur. Model kemudian dilakukan retrofitting yang selanjutnya akan dibandingkan dengan struktur eksisting. penelitian ini dikembangkan analisisnya dengan menggunakan analisis statik non linier.

1.2 Perumusan Masalah

1. Apakah Bangunan yang telah dibangun tidak memenuhi standar baru, sehingga bangunan rentan akan keamanan dan kekakuan struktur?
2. BRBs daplikasikan sebagai pengaku yang mampu menahan gaya tekan yang dapat menyebabkan tekuk pada struktur. Bagaimana perilaku kinerja struktur apabila diaplikasikan BRBs pada strukur?
3. Penelitian ini perlu menggunakan analisis statik non linear untuk mengetahui bagaimana respon nyata struktur ketika terkena gempa.

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan yang ingin dicapai dari penelitian ini adalah :

1. Mengetahui perilaku dan kekuatan bangunan yang telah dibangun (eksisting) dengan menggunakan peraturan lama dan peraturan baru.

Universitas Indonesia

2. Mengetahui perilaku struktur yang telah diretrofitting dengan BRB.
3. Untuk mengetahui bagaimana respon nyata struktur ketika terkena gempa dengan metode analisa statik non linier (*pushover*).

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang ingin dicapai dalam penelitian ini adalah mengembangkan alternatif pemilihan retrofitting yang telah ada sehingga diperoleh suatu sistem yang memiliki banyak keunggulan dan lebih efektif dan mendapatkan struktur bangunan yang lebih baik terhadap kerja gempa.

1.5 Batasan Penelitian

Pembatasan penelitian didasarkan kepada struktur bangunan :

1. Penelitian sifat-sifat struktur sistem ganda dengan jumlah lantai 20 lantai.
2. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
3. Penelitian tidak memperhitungkan desain sambungan pada *beam column joint*.
4. Melakukan *retrofitting* dengan memberikan bresing pada perimeter bangunan.
5. Gedung direncanakan berada pada wilayah gempa 3 berdasarkan SK SNI 1726- 2002, pada tanah lunak (*soft soil*).
6. Modelisasi dan analisa menggunakan software ETABS(linier) dan SAP 2000(non linier).
7. Analisis pada *performance point*, yaitu kondisi dimana deformasi lantai atap dan gaya dasar ketika terjadi gempa kuat.
8. Peraturan yang digunakan :
 - Pembebanan struktur berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung (1987).
 - SNI 03-1726-2002 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan dan Gedung
 - SNI 03-1726-2010 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan dan Gedung
 - SNI 03-2847-2002 : Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
 - Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356

Universitas Indonesia

1.6 Hipotesis

Melalui penelitian ini diharapkan gambaran jelas mengenai perilaku nonlinear struktur terkait beban gempa dapat dihasilkan dengan baik. Masalah tekuk pada struktur akibat adanya beban gempa bisa diatasi dengan BRB, karena sifat elemen ini mampu menahan gaya tekan yang dapat mencegah tekuk pada elemen pengaku diagonal.

1.7 Sistematika Penulisan

Proposal penelitian atau tesis ini terdiri dari tiga bab dari total enam bab yang direncanakan, dan diharapkan dapat menjelaskan perihal topik bahasan, yaitu :

1. BAB I. Pendahuluan

Bab ini menguraikan latar belakang permasalahan, identifikasi dan rumusan permasalahan, tujuan dilakukannya penelitian, manfaat penelitian, dan sistematika penulisan tesis.

2. BAB II. Tinjauan Pustaka

Bab ini menguraikan teori-teori dari sistem struktur pada bangunan tinggi, metode analisa yang akan digunakan serta ketentuan-ketentuan dalam disain yang harus dipenuhi sesuai dengan peraturan yang berlaku.

3. BAB III. Metodologi Penelitian

Bab ini menguraikan tentang kerangka pikir penelitian berupa deskripsi objek bangunan serta metodologi proses disain dan analisa.

4. BAB IV. Permodelan Beban dan Struktur

Bab ini menguraikan beban-beban yang harus dipikul, serta disain dari komponen-komponen struktur bangunan serta asumsi-asumsi yang digunakan dalam permodelannya.

5. BAB V. Analisa dan Evaluasi

Bab ini menguraikan berbagai macam analisa dan evaluasi dari permodelan struktur pada bab sebelumnya. Kontrol terhadap berbagai batasan yang sesuai dengan peraturan yang berlaku hingga mengevaluasi perilaku dan kinerja struktur.

6. BAB VI. KESIMPULAN DAN SARAN

BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Konsep Perencanaan Struktur Penahan Beban Lateral

Filosofi perencanaan bangunan penahan beban lateral (gempa) pada bangunan tinggi yang diadopsi hampir seluruh negara didunia mengikuti ketentuan berikut ini:

1. Pada gempa kecil bangunan tidak boleh mengalami kerusakan.
2. Pada gempa menengah komponen struktural tidak boleh rusak, namun komponen non-struktural diijinkan mengalami kerusakan.
3. Pada gempa kuat komponen struktural boleh mengalami kerusakan, namun bangunan tidak boleh mengalami keruntuhan.



Gambar 2.1 Tingkat Kinerja Struktur Bangunan Menurut FEMA 356

Sumber FEMA 356,2000

2.1.1 Daktilitas Struktur (μ)

Konsep daktilitas merupakan konsep yang diadopsi di dalam peraturan SNI gempa yang berlaku saat ini untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa. Dengan penerapan konsep ini, pada saat gempa kuat terjadi elemen-elemen struktur tertentu yang dipilih diperbolehkan untuk mengalami plastifikasi (kerusakan) sebagai sarana untuk pendisipasian energi gempa yang diterima oleh struktur. Namun demikian, struktur diharapkan tidak runtuh maka elemen-elemen tertentu tersebut harus direncanakan sedemikian rupa agar dapat mengalami deformasi inelastik secara stabil selama terjadinya gempa kuat.

Daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur untuk mengalami simpangan dalam kondisi pasca elastik hingga terjadinya keruntuhan (UBC 1997). Struktur dengan tingkat daktilitas tertentu akan memungkinkan terjadinya sendi plastis secara bertahap pada elemen-elemen struktur yang telah ditentukan. Dengan terbentuknya sendi plastis pada elemen struktur, maka struktur akan mampu menahan beban gempa maksimum tanpa memberikan kekuatan yang berlebihan pada elemen struktur, sebab energi kinetik akibat gerakan tanah dasar yang diterima akan dipencarkan pada sendi plastis tersebut. Semakin banyak terbentuk sendi plastis pada elemen struktur, semakin besar pula energi gempa yang dipencarkan. Setelah terjadi sendi plastis pada suatu elemen, defleksi struktur serta rotasi plastis masih terus bertambah.

Pada struktur rencana, daktilitas struktur tersebut digambarkan dengan faktor modifikasi respon yang turut mewakili faktor kuat lebih (*overstrength factor*) serta kapasitas komponen struktur secara keseluruhan dalam kondisi daktail. Faktor modifikasi respon ini dilambangkan dengan symbol μ .

Batasan-batasan terkait dengan kriteria perencanaan desain bangunan daktail dengan menggunakan faktor modifikasi respon dipaparkan sebagaimana berikut:

- Kekakuan dan kekuatan struktur perlu direncanakan agar dapat memberikan kemampuan yang cukup kepada struktur bangunan untuk melakukan deformasi (simpangan) yang bersifat elastoplastik tanpa runtuh, bila mengalami gempa rencana maksimum.
- Untuk memperoleh daktilitas yang tinggi pada struktur gedung tinggi yang direncanakan, harus diupayakan agar sendi-sendi plastis yang terbentuk akibat beban gempa maksimum hanya terjadi di dalam balok-balok atau bresing dan tidak terjadi dalam kolom-kolom, kecuali pada kaki kolom yang paling bawah dan pada bagian atas kolom penyangga atap.
- Hal ini dapat terpenuhi apabila kapasitas (momen leleh) kolom lebih tinggi dibandingkan dengan kapasitas (momen leleh) balok yang bertemu pada kolom tersebut.
- Perlu dilakukan pembatasan terkait besarnya perpindahan (*displacement*) yang terjadi. Hal ini tidak lain untuk menjaga integritas bangunan serta untuk

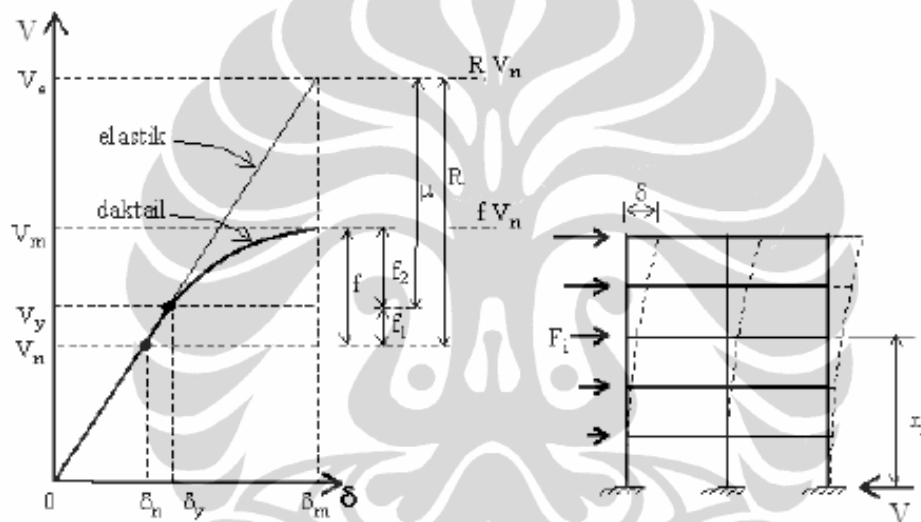
Universitas Indonesia

menghindari jatuhnya korban jiwa pada saat gempa rencana maksimum terjadi.

- Faktor daktilitas (μ) adalah merupakan rasio antara simpangan maksimum struktur (X_{max}) terhadap simpangan struktur pada saat terjadinya sendi plastis yang pertama (X_y)

$$\mu = \frac{X_{max}}{X_y} \quad (2.1)$$

Berdasarkan faktor daktilitas dan faktor kuat lebih maka desain struktur bangunan akan menjadi berikut :



Gambar 2.2 Mekanisme Desain Bangunan Berdasarkan Faktor Daktilitas Kuat Lebih

Sumber :SNI-03-1726-2002

Untuk memperoleh hasil rancangan yang lebih ekonomis dan efisien, sistem struktur dapat didesain pada kondisi tidak elastik penuh, sehingga tingkat tahanan dapat direduksi pada rentang 1,6 hingga 8,5 pada batas daktail penuh [32]. Dalam Tabel 2.1 dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya menurut Pasal 4.3.4.

Tabel 2.1 Parameter Daktilitas Struktur

Taraf Kinerja Struktur	Faktor Daktilitas (μ)	Faktor Reduksi Gempa (R)
Elastik Penuh	1,0	1,6
Daktail Parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
	5,0	8,0
Daktail Penuh	5,3	8,5

Sumber : SNI 03-1726-2002

2.1.2 Respon Inelastis Struktur

Sebuah desain struktur pada umumnya dirancang untuk dapat menjadi plastis dengan tingkat daktilitas tertentu pada saat terjadi gempa kuat. Apabila dilakukan desain untuk struktur tahan gempa dengan menggunakan respon elastis ketika terjadi gempa kuat maka struktur tersebut menjadi tidak ekonomis. Hal ini dikarenakan gempa kuat tersebut jarang terjadi. Hal yang perlu diperhatikan supaya desain menjadi ekonomis terkait dengan pengaruh gempa kuat adalah faktor resiko terjadinya gempa kuat tersebut. Faktor resiko gempa kuat tersebut ditentukan berdasarkan peraturan setempat sesuai kondisi ekonomi negara. Indonesia sebagai negara berkembang menetapkan gempa kuat adalah gempa yang terjadi dengan faktor resiko 1 % selama umur bangunan.

Dalam perancangan, kondisi plastis yang baik memerlukan persyaratan pendetailan khusus yang memungkinkan bangunan/ struktur memberikan respon in-elastik tanpa terjadi keruntuhan getas. Pendetailan ini harus mampu menjamin pengembangan mekanisme sendi plastis dengan kapasitas pemencaran energi yang diperlukan tanpa mengalami keruntuhan. Artinya, keruntuhan geser pada balok yang bersifat getas juga di usahakan agar tidak terjadi lebih dahulu dari kegagalan akibat lentur pada sendi-sendi plastis balok setelah mengalami rotasi-rotasi plastis yang cukup besar.

2.1.3 Faktor Kuat Lebih (*Overstrength Factor*)

Perencanaan desain suatu bangunan, umumnya tidak sepenuhnya dapat berespon elastoplastis. Hal ini mengingat bahwa pada desain struktur terdapat sifat

kuat lebih (f_1) dan *redundancy* (f_2). Sifat kuat lebih (f_1) umumnya disebabkan kekuatan aktual material yang dilaksanakan lebih besar dari kekuatan material yang direncanakan. Sedangkan *redundancy* (f_2) disebabkan dari mekanisme jumlah sendi plastis yang direncanakan pada bangunan yang lebih besar dari satu.

Beban lebih pada elemen non-daktail dapat diperhitungkan hanya apabila efek kuat lebih tidak diperhitungkan dalam desain sebelumnya. Faktor amplifikasi gaya gempa menyatakan faktor kuat lebih total yang selanjutnya disebut sebagai *overstrength factor*.

Akibat adanya faktor beban dan faktor reduksi kekuatan dalam desain, maka pelelehan pertama akan terjadi melebihi level desain V_n . Faktor ini disebut sebagai faktor kuat lebih beban dan bahan :

$$f_1 = \frac{V_y}{V_n} \quad (2.2)$$

Sedangkan faktor kuat lebih akibat adanya sendi plastis didefinisikan sebagai berikut:

$$f_2 = \frac{V_m}{V_y} \quad (2.3)$$

Faktor kuat lebih total diperoleh dengan mengalihkan faktor kuat lebih bahan dan faktor kuat lebih akibat adanya sendi plastis, yaitu :

$$F = f_1 \cdot f_2 \quad (2.4)$$

Nilai daktilitas dibatasi oleh angka sebagai berikut:

$$1 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_{maks} \quad (2.5)$$

Untuk mendapatkan pembebanan gempa desain dari pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh gempa rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastic digunakan faktor reduksi gempa yaitu:

$$V_n = \frac{V_\theta}{R} \text{ dengan } 1.6 \leq R = \mu \cdot f_1 \leq R_m \quad (2.6)$$

Keterangan :

R : 1.6 , faktor reduksi gempa untuk struktur yang berperilaku elastik penuh

R_m : faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur.

2.1.4 Kekakuan

Kekakuan struktur merupakan gaya yang dapat disimpan oleh sistem struktur bila struktur diberi perpindahan baik itu perpanjangan, perpendekan, perputaran sudut, atau deformasi-deformasi lainnya. Kekakuan dari suatu sistem struktur adalah penjumlahan dari kekakuan masing-masing elemen pembentuk struktur tersebut, yang meliputi panjang (L), modulus elastisitas (E), momen inersia (I), momen inersia polar (J), modulus elastisitas geser (G), dan luas penampang.

Untuk struktur berderajat kebebasan banyak kekakuan struktur berupa matriks $n \times n$ yang simetri, dengan n adalah jumlah derajat kebebasan (*degree of freedom*). Pada analisis pengaruh gempa pada struktur gedung, struktur gedung dianggap sebagai bangunan dengan kekakuan lantai (balok dan pelat) sangat besar jika dibanding kekakuan kolom, sehingga untuk pemodelan dua dimensi sistem portal satu lantai mempunyai satu derajat kebebasan yaitu perpindahan terhadap arah lateral. Sedangkan untuk pemodelan tiga dimensi sistem portal satu lantai mempunyai tiga derajat kebebasan yaitu dua arah perpindahan (sumbu x dan sumbu y) dan rotasi dari lantai.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh beban gempa rencana, pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur pada beton bertulang, beton prategang dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu, momen inersia penampang unsur dapat ditentukan sebesar penampang utuh dikalikan dengan suatu presentase efektivitas penampang.

2.1.5 Kekuatan

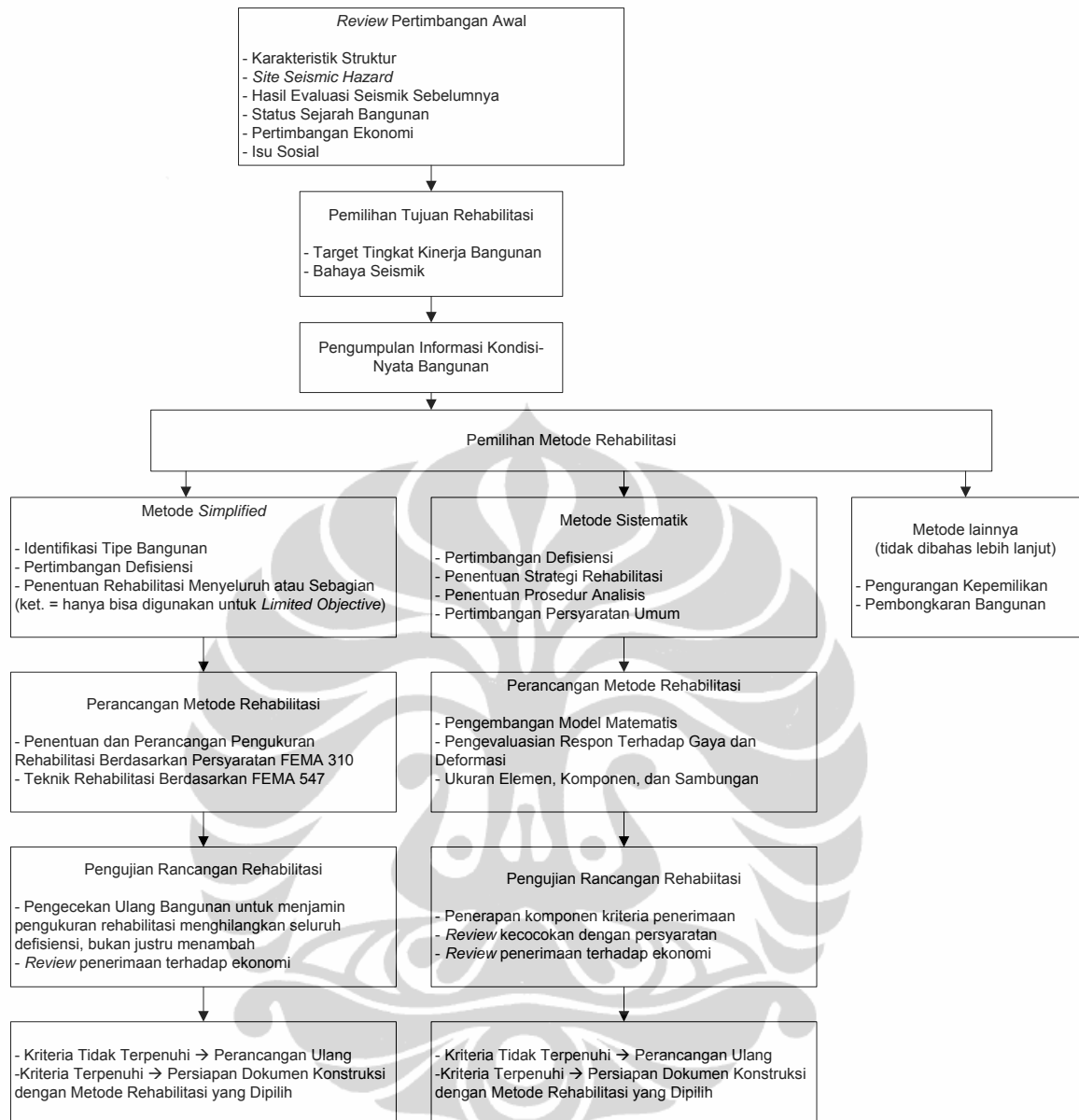
Kekuatan dapat diartikan sebagai ketahanan dari struktur atau komponen struktur atau bahan yang digunakan terhadap beban yang membebaninya. Perencanaan kekuatan suatu struktur tergantung pada maksud dan kegunaan struktur tersebut.

2.2 Strategi Retrofitting Struktur

Retrofitting struktur secara umum dapat diartikan sebagai penambahan komponen-komponen struktur baru kepada sistem yang lama sehingga terjadi peningkatan kinerja struktur. Konteks *retrofitting* dapat pula didefinisikan sebagai perbaikan struktur terkait dengan kemampuan aktual di dalam operasional struktur. Sebagaimana dipaparkan sebelumnya, dimana terjadi revisi pada peraturan gempa lama yang dalam hal ini disebabkan oleh munculnya percepatan gempa maksimum yang belum diprediksi sebelumnya akan terjadi, yakni gempa Aceh. Kemudian revisi yang dilakukan terhadap peraturan tersebut menyebabkan bangunan-bangunan eksisting yang dahulu didesain dengan peraturan Gempa lama boleh jadi menjadi tidak memenuhi persyaratan yang diijinkan pada peraturan revisi tersebut sehingga perlu diperbaiki (*retrofitting*).

Retrofitting struktur dilakukan apabila terdapat peningkatan beban gempa disebabkan adanya ketentuan/ peraturan baru, yang menyebabkan kinerja struktur lama tidak memenuhi syarat kekuatan maupun kekakuan.

Diagram alir pemilihan metode perbaikan berdasarkan FEMA 356 :



Gambar 2.3 Diagram Alir Pemilihan Metode Perbaikan Berdasarkan FEMA 356

Sumber : FEMA 356, 2000

Berdasarkan diagram alir di atas, untuk penelitian dilakukan penentuan defisiensi kekuatan dan kekakuan struktur eksisting. Setelah itu menentukan target performance level berdasarkan pertimbangan ekonomis, menentukan level resiko kegagalan (2% peluang 50 tahun) yaitu gempa kuat, dan yang terakhir adalah memilih metode rehabilitasi sistematis.

Sistematika rehabilitasi terdiri dari dua langkah yaitu meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur). Metode ini berfokus pada perilaku nonlinear respon struktur dan merupakan proses berulang-ulang, mirip dengan perancangan bangunan baru, dimana modifikasi struktur eksisting diasumsikan sebagai tujuan rancangan awal dan analisis, dan hasil analisisnya dapat diterima pada komponen-komponen atau elemen-elemen dasar bangunan.

Menurut Di Sarno, et al [13] Langkah-langkah *retrofitting* dengan penambahan elemen BRB adalah sebagai berikut:

1. Menentukan geser dasar gempa (V_b)
2. Distribusi gaya geser horizontal sepanjang tinggi bangunan. Untuk ketinggian rendah sampai medium, distribusi bisa diasumsikan linier, dengan formulasi sebagai berikut:

$$F_i = V_b \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j} \quad (2.7)$$

Dimana W adalah massa gempa, dan z adalah tinggi lantai (modal analysis digunakan untuk struktur eksisting).

Gaya geser sepanjang tinggi struktur hasil analisis harus menggunakan faktor skala sebagai berikut :

$$\text{Faktor skala} : \frac{0.8 V_i}{V_t} \geq 1$$

Dimana :

V_1 = gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama.

V_t = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis dinamik time history.

3. Menentukan gaya aksial (F_{br}) bresing diagonal dengan asumsi bahwa struktur eksisting sebagai pinned balok ke kolom:

$$F_{br} = \frac{1}{n} \frac{V_i}{\cos \alpha} \quad (2.8)$$

Dimana V_i adalah geser akibat gempa pada tiap lantai, n adalah jumlah lantai, dan α adalah sudut bresing dengan balok.

4. Menentukan luas penampang inti (A_{core}) peredam pada masing-masing lantai.

$$A_{core} = \frac{F_{br}}{f_y} \quad (2.9)$$

Dimana f_y adalah tegangan leleh baja pada inti baja.

Universitas Indonesia

5. Melakukan analisis nonlinier statik/dinamik pada struktur eksisting dengan menambahkan bresing dan menentukan kurva kapasitas pada sistem tahan gempa. Perpindahan maksimum juga dihitung dengan memperkerjakan *equivalent viscous damping*:

$$\xi = \xi_i + \xi_h \quad (2.10)$$

Dimana damping dihitung dari perilaku histeretik adalah :

$$\xi_h = \frac{E_p}{4\pi E_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_p}{d_{max} F_{max}} \quad (2.11)$$

Dengan E_p adalah disipasi energi histeretik

E_s adalah energi elastik didalam sistem

Nilai E_p bisa dihitung dengan melakukan pushover siklik dan mengasumsikan *target displacement control* sama dengan *target displacement demand* dari struktur retrofitting dengan BRB pada keruntuhan limit state. Sebagai aturan praktis, *displacement* bisa diasumsikan sama dengan *global drift* 0,5-0,6% dari tinggi bangunan. Damping dijumlahkan untuk semua sumber disipasi pada struktur yang tidak termasuk disipasi struktur yang *tidak termasuk hysteretic disipasi*, ini diasumsikan sama dengan 5%.

6. Menentukan *displacement maksimum demand*, menggunakan displacement respons spectrum/time history dan equivalent damping.
7. Cek bahwa portal eksisting responsnya elastik untuk menghitung *demand*, sebagai alternatif iterasi langkah 1 sampai langkah 7.
8. Hitung gaya gempa dengan menggunakan respons percepatan yang telah diskalakan.
9. Menggunakan *displacement demand* (tahap 7) dan kurva kapasitas (tahap 5) untuk mengestimasi geser dasar efektif pada struktur eksisting dan bresing yang ditambahkan. Selanjutnya redesain dan optimasi dengan iterasi step 1-7.
10. Cek beban aksial maksimum pada bresing pada batas kerusakan untuk mencegah leleh ketika masa pembebanan.

2.3. Perkembangan Sistem Penahan Beban Lateral

1. Dinding Geser

Untuk merencanakan suatu struktur penahan beban lateral, terdapat elemen yang khusus mengakomodasi beban gempa secara dominan elemen struktur yang biasanya digunakan seperti bresing dan dinding geser. Penambahan dinding geser pada struktur dapat menjadikan struktur menjadi sistem ganda. Sistem ganda adalah sistem struktur dengan dinding geser sebagai penahan beban lateral dominan, dan sistem portal sebagai back up penahan beban gempa saat terjadi keruntuhan pada dinding geser. Portal secara tersendiri harus mampu memikul 25% beban gempa dasar geser nominal V . Pada sistem ganda digunakan faktor reduksi gempa $R=8.5$.

2. Sistem Pengaku Bresing

Struktur baja merupakan salah satu sistem struktur tahan gempa dengan kinerja yang sangat bagus, karena material baja mempunyai karakteristik yang unik dibandingkan dengan material lain, dengan mengandalkan pada sifat daktilitas dan kekuatan yang tinggi. Dari hasil riset yang pernah dilakukan telah didapatkan tiga sistem struktur baja tahan gempa yang umum digunakan yaitu :

1. Rangka penahan momen (MRF),
2. Rangka berpengaku konsentrik (CBF),
3. Rangka berpengaku eksentrik (EBF) (Brenau,1998).

Rangka baja penahan momen (MRF) mempunyai kemampuan disipasi energi yang cukup untuk dapat memberikan daktilitas yang diperlukan, tetapi struktur ini kurang kaku sehingga memerlukan ukuran penampang yang lebih besar dan panel zone pelat ganda yang mahal untuk memenuhi persyaratan drift. Pada sisi lain sistem rangka berpengaku konsentrik (CBF) secara efisien dapat memenuhi batas-batas lendutan melalui aksi rangkanya tetapi tidak memberikan suatu mekanisme yang stabil dalam disipasi energi (Paulino, M. R.)[23].

Sistem struktur berpengaku eksentrik (EBF) merupakan pengembangan dari dua sistem struktur penahan gaya lateral yang ada sebelumnya yaitu MRF dan CBF. Sistem ini dikembangkan untuk menyempurnakan sistem MRF dan CBF, dimana sistem MRF memiliki nilai daktilitas dan kapasitas disipasi energi yang

Universitas Indonesia

besar dan stabil namun memiliki kekakuan yang lebih rendah disisi lain CBF memiliki kekakuan yang lebih besar namun mempunyai kapasitas disipasi energi yang lebih rendah.

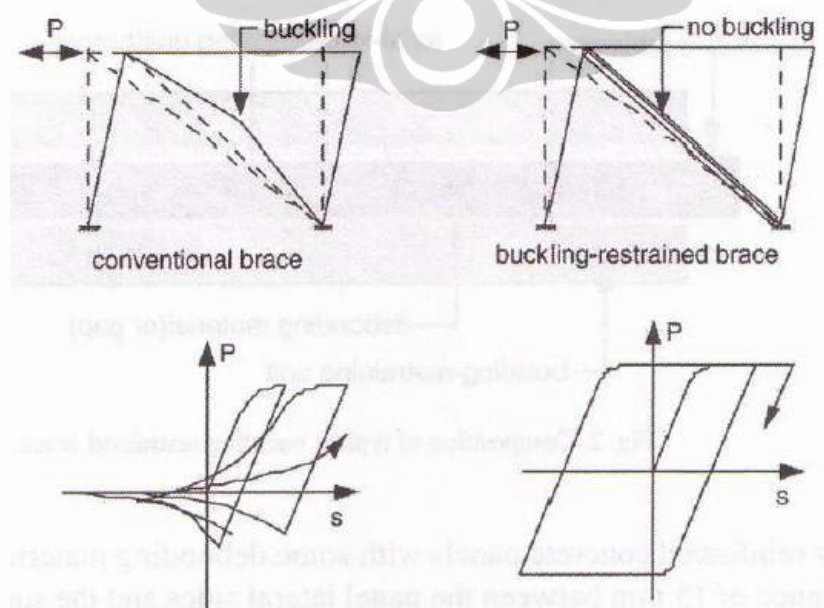
Sistem EBF dapat menggabungkan masing-masing keuntungan dari kedua sistem struktur tersebut, serta memperkecil kelemahan yang dimilikinya. Secara spesifik EBF mempunyai beberapa karakteristik antara lain :

1. mempunyai kekakuan elastik yang tinggi.
2. mempunyai respon inelastik yang stabil dibawah pembebanan lateral siklik.
3. mempunyai kemampuan yang sangat baik dalam hal daktilitas dan disipasi energi.

2.3.1 Buckling restrained braces (BRB)

Struktur *Buckling restrained braces* (BRB) merupakan pengembangan dari sistem rangka pengaku konsentrik (CBF) yaitu bresing yang didesain memiliki kapasitas tekan yang sama dengan kapasitas tariknya.

Masalah tekuk menjadi perhatian dalam desain struktur. Tekuk menyebabkan hilangnya kekuatan tekan sehingga pegecekan kapasitas tekan dari suatu elemen struktur menjadi satu hal yang paling diperhatikan. Masalah tekuk pada bresing dapat diselesaikan apabila bresing memiliki ketahanan terhadap gaya tekan yang diterima. Khususnya pada struktur yang memikul beban gempa bolak balik. Hal ini diakomodasi dengan kehadiran *buckling restrained braces*.

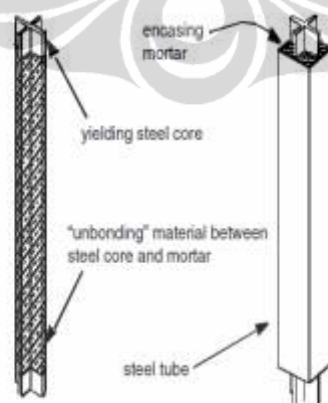




Gambar 2.4 Perilaku Bresiing Konvensional dan BRBS

Sumber : Deulkar & al. (2010). "Buckling restrained braces For Vibration Control Of Building Structure"

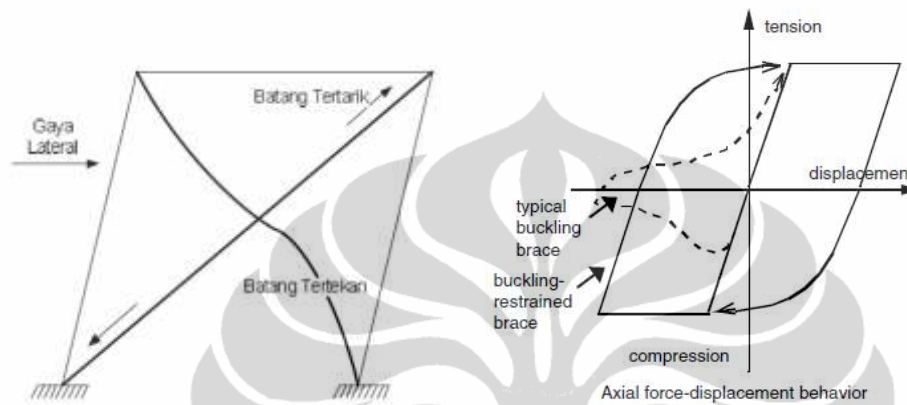
Dalam upaya menyelesaikan masalah tekuk pada sistem rangka bresiing konsentrik, nilai kelangsingan yang dimiliki bresiing direncanakan sekecil mungkin, agar nilai kekuatan bresiing mendekati kekuatan lelehnya. Untuk mencapai kelangsingan yang kecil, luas penampang bresiing diperbesar. Perbesaran luas penampang ini dilakukan dengan menambah selongsong di batang baja (yang diisi mortar atau beton). Batang baja dibiarkan memanjang dan memendek tanpa tekuk yang berarti. Sistem penahan tekuk akan membatasi kejadian tekuk dari batang baja inti hingga mampu berdeformasi mencapai 2.0 x simpangan antar lantai yang diperhitungkan (AISC, 2005)[1]. Pelelehan bresiing merupakan proses disipasi energi yang diharapkan dalam sistem rangka *buckling restrained braces*.



Gambar 2.5 Konsep Buckling restrained braces

Sumber :diadopsi dari Clark, P,et al (1999). Proc. 69th Annual SEAOC Convention, Sacramento, CA

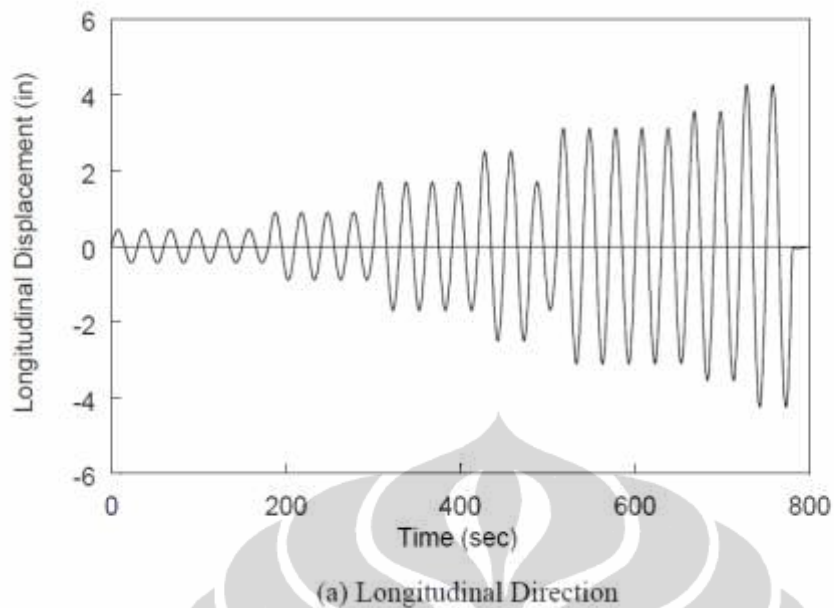
Hasil uji yang dilakukan di Universitas California [20] terhadap *Buckling restrained braces* menunjukkan kinerja yang baik setelah diberi pembebanan siklik. B्रेसing jenis ini menghasilkan perilaku histeristik yang daktail, stabil dan berulang-ulang. Kapasitas deformasi plastis yang dihasilkan memenuhi persyaratan baik dalam hal deformasi ultimit maupun regangan plastis komulatif, hal mana merupakan nilai tambah bagi sistem *buckling restrained braces*.



Gambar 2.6 Perilaku bresing konvensional vs BRBS.

Sumber : (diadopsi dari Clack P.et.al (1999)

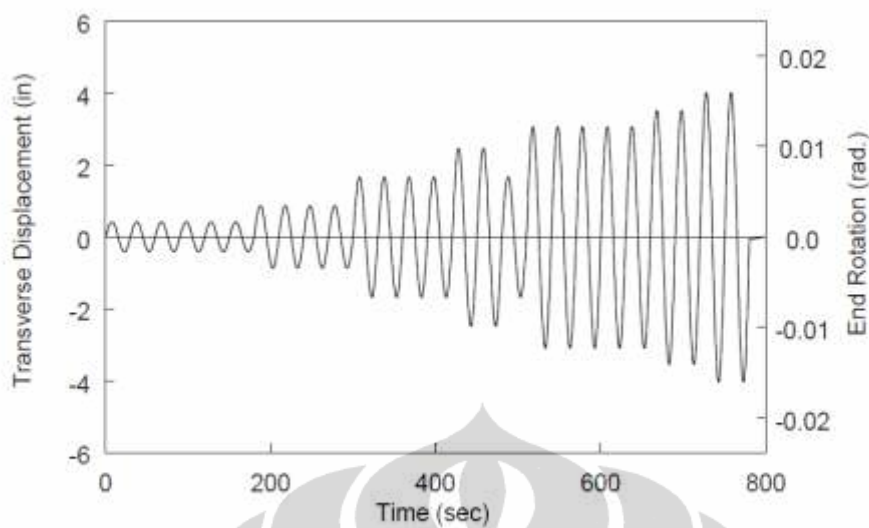
Hasil pengujian [14] menunjukkan karakteristik *Buckling restrained braces* yang ditunjukkan dengan kurva histeretik yang stabil. Berikut ini adalah grafik hubungan waktu dan perpindahan longitudinal. Semakin besar waktu maka perpindahan akan semakin besar.



Gambar 2.7 Longitudinal Displacement Time Histories (Standard Test)

Sumber : Merrit, Steve, et al. (2003) Final report : *Subassembly Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

Gambar diatas adalah grafik hubungan perpindahan longitudinal dan waktu ketika dilakukan tes standar loading protocol. Pada waktu 0-200 sec diberi pembebanan siklik 2.5 Dby (deformasi aksial pada saat pertama kali leleh). Selanjutnya pada t 200-300 sec diberi pembebanan siklik 0.5 Dbm (deformasi aksial pada desain interstory drift). Pada t 300-400 sec diberi pembebanan siklik 1 Dbm. Pada t 400-500 sec diberi pembebanan siklik 1.5 Dbm. Pada t 500-600 sec diberi pembebanan siklik 2 Dbm. Pada t 600-800 sec diberi pembebanan siklik meningkat dari 2 Dbm, menuju 2,5 Dbm hingga 3 Dbm. Peningkatan beban siklik yang diberikan menyebabkan peningkatan perpindahan longitudinal.

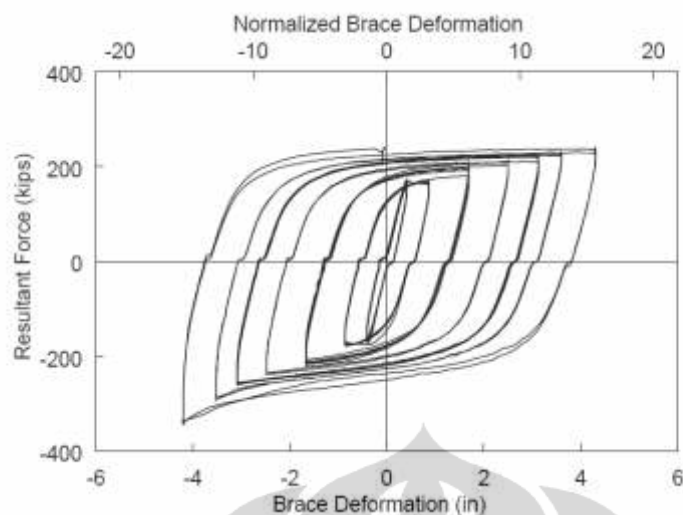


(b) Transverse Direction

Gambar 2.8 Specimen 1: Transversal Displacement Time Histories (Standard Test)

Sumber : Merrit, Steve, et al. (2003) Final report : *Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

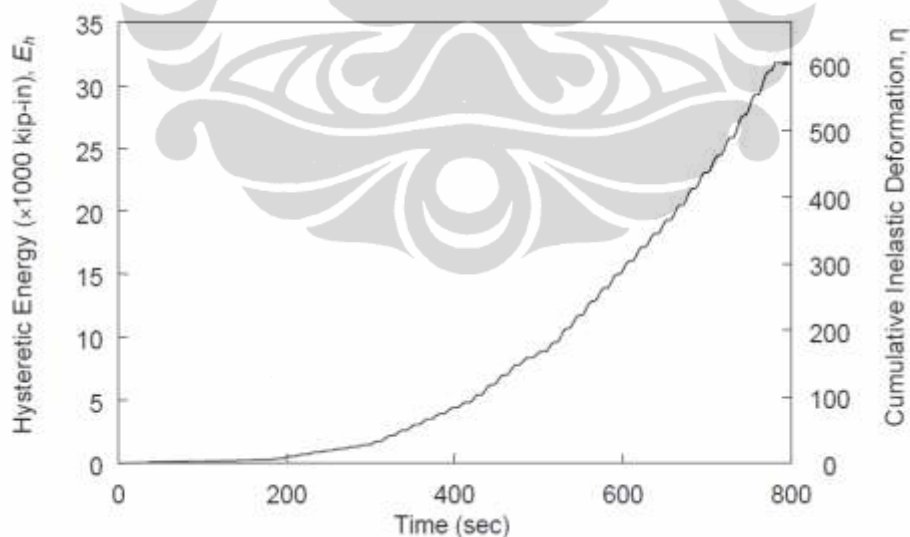
Gambar diatas adalah grafik hubungan perpindahan transversal dan waktu ketika dilakukan tes standar loading protocol. Pada waktu 0-200 sec diberi pembebanan siklik 2.5 Dby (deformasi aksial pada saat pertama kali leleh). Selanjutnya pada t 200-300 sec diberi pembebanan siklik 0.5 Dbm (deformasi aksial pada desain interstory drift). Pada t 300-400 sec diberi pembebanan siklik 1 Dbm. Pada t 400-500 sec diberi pembebanan siklik 1.5 Dbm. Pada t 500-600 sec diberi pembebanan siklik 2 Dbm. Pada t 600-800 sec diberi pembebanan siklik meningkat dari 2 Dbm, menuju 2,5 Dbm hingga 3 Dbm. Peningkatan beban siklik yang diberikan menyebabkan peningkatan perpindahan transversal.



Gambar 2.9 Specimen 1: Brace Force versus Deformation (Standard Test)

Sumber : Merrit, steve, et all. (2003) Final report : *Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

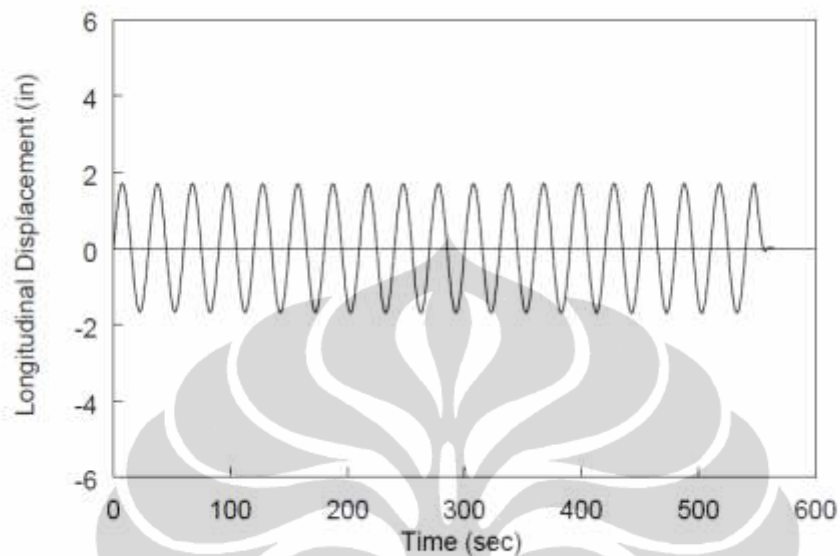
Gambar di atas merupakan Histeresis loop pada beberapa kali pembebanan siklik. Bersarnya resultan gaya merupakan penjumlahan akar kuadrat dari perpindahan longitudinal dan perpindahan transversal dari tes standar protocol yang telah dilakukan.



Gambar 2.10 Specimen 1: Hysteretic Energy Time History (Standard Test)

Sumber : Merrit, steve, et all. (2003) Final report : *Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

Peningkatan yang cukup signifikan terlihat pada saat tes pembebanan standar. Histeretic energy dan komulatif inelastik deformasi mengalami peningkatan yang cukup signifikan terhadap waktu pembebanan.

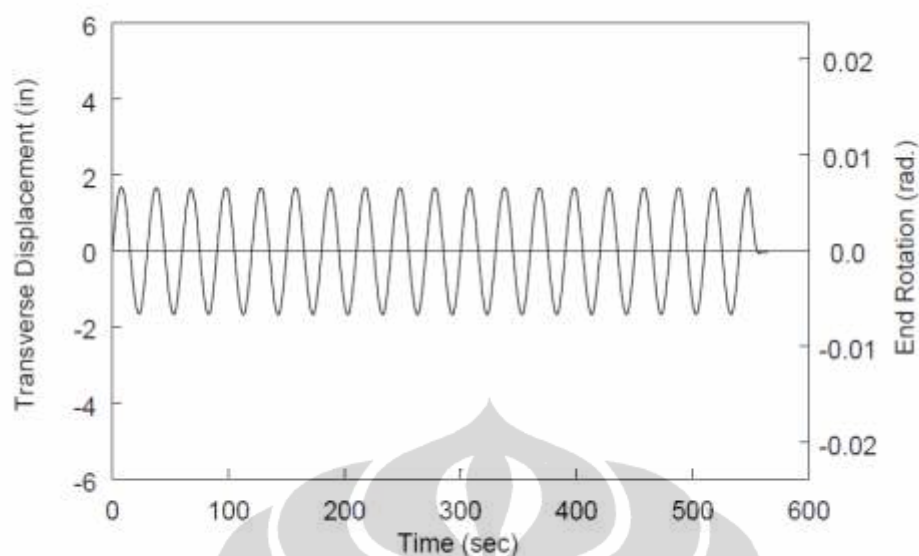


(a) Longitudinal Direction

Gambar 2.11 Specimen 1: Longitudinal Displacement Time Histories (Low-cycle Fatigue Test)

Sumber : Merrit, Steve, et al. (2003) Final report : *Subassembly Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

Gambar di atas adalah hasil tes pembebanan low cycle fatigue loading protocol. Masing –masing tes dilakukan pembebanan yang beragam. Dibutuhkan amplitudo lebih dari 1 Dbm (SEAOC-AISC) untuk uniaxial low cyclic fatigue test. Hasil tes menunjukkan bahwa perpindahan longitudinal selama pembebanan siklik tidak mengalami peningkatan atau tetap hingga akhir pembebanan.

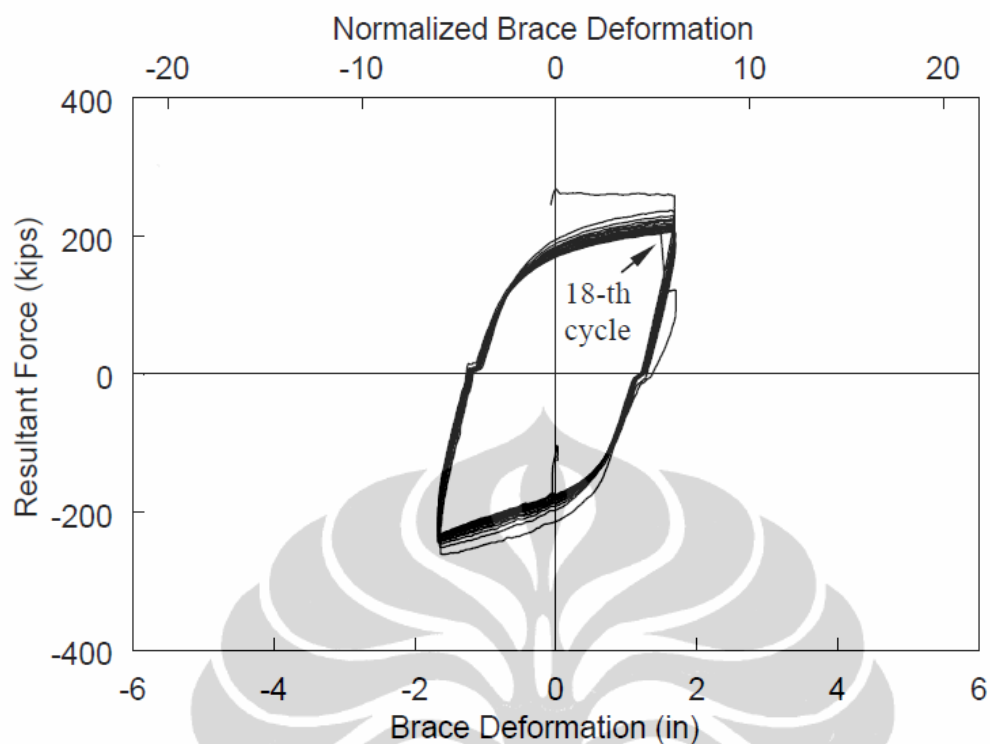


(b) Transverse Direction

Gambar 2.12 Specimen 1: *Transversal Displacement Time Histories (Low-cycle Fatigue Test)*

Sumber : Merrit, Steve, et al. (2003) *Final report : Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

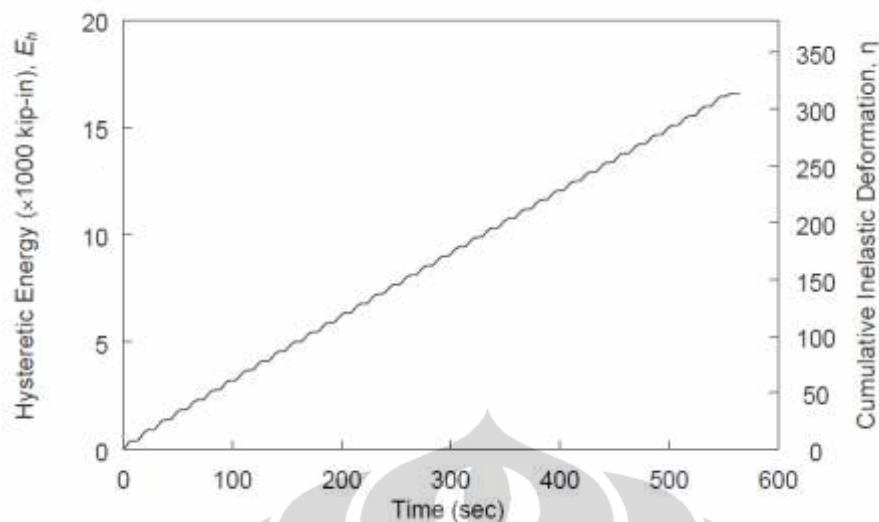
Gambar di atas adalah hasil tes pembebanan low cycle fatigue loading protocol. Masing –masing tes dilakukan pembebanan yang beragam. Dibutuhkan amplitudo lebih dari 1 Dbm (SEAOC-AISC) untuk uniaxial low cyclic fatigue test. Hasil tes menunjukkan bahwa perpindahan transversal selama pembebanan siklik tidak mengalami peningkatan atau tetap hingga akhir pembebanan.



Gambar 2.13 Specimen 1: *Brace Force versus Deformation (Low-cycle Fatigue Test) Dissipated*

Sumber : Merrit, Steve, et al. (2003) Final report : *Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

Pada gambar diatas ditunjukkan hubungan antara resultan gaya dan deformasi bresing. Pembebanan siklik dilakukan 18 siklik. Hasilnya menunjukkan kurva histeresis yang sangat baik, yang berarti bresing memiliki kemampuan mendisipasi energi yang sangat baik.



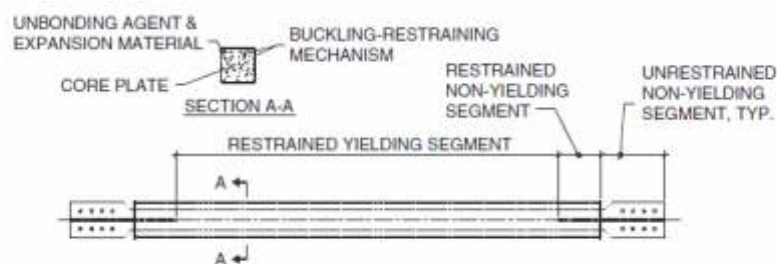
Gambar 2.14 Specimen 1: *Hysteretic Energy Time History (Low-cycle Fatigue Test)*

Sumber : Merrit, Steve, et al. (2003) Final report : *Subassembly Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*

Pada gambar diatas menunjukkan hubungan komulatif defromasi inelastik dan histeresis energy dibandingkan terhadap waktu. Hasilnya menunjukkan peningkatan linier yang signifikan komulatif deformasi inelastik dan histeresis energy dibandingkan terhadap waktu.

Dari seluruh hasil penelitian disimpulkan bahwa perilaku *Buckling restrained braces* sangat baik ketika dilakukan dua tes pembebanan yaitu tes standar protocol dan tes low cycle fatigue test.

Menurut Bertero, Vitelmo (2004)[5] Komponen *Buckling restrained braces* terdiri dari 5 komponen yaitu :

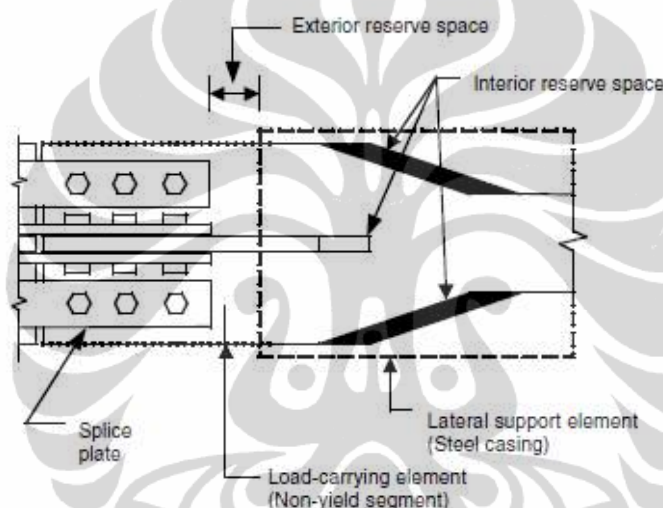


Gambar 2. 15 Komponen Buckling restrained braces

Sumber : diadopsi dari Wada et al.(1998)

1. Segmen terkekang-Leleh

Segmen ini berpenampang baja berbentuk persegi atau salib. Terdapat plat baja sekelilingnya yang disebut casing dan lebih dari satu pelat bisa digunakan. Karena segmen ini di desain leleh dibawah pembebanan siklik, baja ringan (A36 atau baja kekuatan rendah) yang mempunyai daktilitas yang tinggi dapat digunakan. Alternatif baja kekuatan tinggi (A572 Gr 50 steel) juga telah digunakan. Juga diinginkan bahan baja dengan kekuatan leleh diprediksi dengan variasi kecil. Properti ini penting untuk desain kapasitas BRB yang dapat diandalkan.



Gambar 2.16 Gap antara mortar dan elemen tahan leleh

Sumber: Chen C.C, Chen S.Y and Liaw J.J(2001)

2. Segmen terkekang- tidak leleh

Segmen yang dikelilingi oleh casing dan mortar, yang biasanya merupakan perpanjangan dari segmen terkekang-leleh, tetapi dengan area diperbesar untuk memastikan respon elastis. Hal ini dapat dicapai dengan memperluas segmen terkekang-leleh (transisi pada lebar penampang harus kecil untuk menghindari konsentrasi tegangan). Pengaku akan dilas untuk meningkatkan area di wilayah ini.

3. Segmen Tidak terkekang-tidak leleh

Segmen ini biasanya merupakan perpanjangan dari segmen terkekang-tidak leleh. segmen ini juga disebut proyeksi inti baja. Segmen ini dirancang

Universitas Indonesia

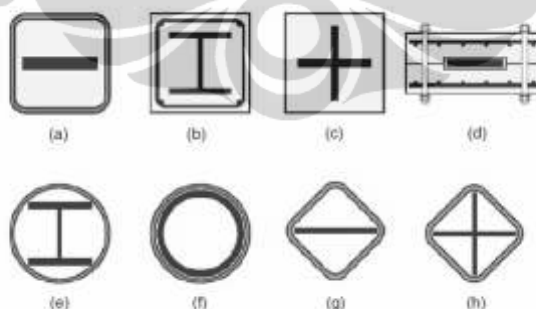
sebagai baut sambungan untuk ereksi lapangan, tapi desain koneksi lain seperti koneksi pin atau koneksi las juga memungkinkan. Pertimbangan desain segmen ini meliputi (i) toleransi untuk kemudahan ereksi lapangan dan (ii) pencegahan tekuk lokal.

4. Casing dan Pengisi Pencegah Tekuk

Inersia material yang efektif dapat meminimalkan atau menghilangkan transfer gaya geser antara segmen baja tahanan, bahan seperti karet (Iwata et al, 2000; Staker dan Reaveley, 2002), polietilen (Tremblay et al, 1999), silikon grease (Chen et al., 2001a) telah digunakan. Segmen menghasilkan tahanan, amplitudo tekuk kecil dalam mode yang lebih tinggi karena adanya mekanisme penahanan. Gap ini harus cukup besar untuk memungkinkan perluasan dari inti baja menghasilkan tekan. Jika gesekan yang dibuat oleh aksi bantalan antara baja dan mortar akan memaksa menahan tekuk untuk beban aksial. Di sisi lain, jika kesenjangan yang terlalu besar amplitudo tekuk dan kelengkungan terkait dari baja melengkung menghasilkan segmen besar, yang akan mengurangi siklus kelelahan segmen. Dalam menentukan desain gap, rasio Poisson dalam elastis (0,3) dan leleh (0,5).

5. Mekanisme tekuk- terkekang

Mekanisme ini biasanya berisi mortar dan casing baja. Mekanisme tekuk-terkekang bisa dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.17 Penampang Berbagai Macam *Buckling restrained braces* yang Berkembang Di Jepang

Sumber : Chen C.C, Chen S.Y and Liaw J.J(2001)

Buckling restrained braces memiliki keuntungan sebagai berikut (Shuhaibaret al, 2002):

1. Dibandingkan dengan rangka penahan momen (MRF), *Buckling restrained braces* menunjukkan kekakuan lateral elastis tinggi pada beban gempa kuat, sehingga mudah untuk memenuhi persyaratan peraturan.
2. *Buckling restrained braces* menghilangkan tekuk yang tidak diinginkan dari CBFs konvensional akibat leleh pada tarik dan tekannya, sehingga memberikan disipasi energi yang lebih besar dan stabil pada beban gempa kuat.
3. Instalasi *Buckling restrained braces* ekonomis melalui sambungan baut atau pinned pada pelat gusset, yang mengeliminasi pengelasan dan inspeksi yang mahal.
4. B्रेसing bertindak sebagai elemen struktural yang dapat diganti, yang meminimalkan kerusakan pada elemen lain mengganti bresing yang rusak setelah peristiwa gempa besar.
5. *Buckling restrained braces* menawarkan fleksibilitas desain karena baik kekuatan dan kekakuan dari bresing dapat dengan mudah distel. Selain itu, analisis inelastis lebih mudah untuk model perilaku siklik dari *Buckling restrained braces*.
6. Untuk rehabilitasi seismik, *Buckling restrained braces* lebih menguntungkan dibandingkan bresing sistem konvensional karena ketentuan desain kapasitas untuk sistem konvensional memerlukan pondasi mahal dan perkuatan diafragma lantai.

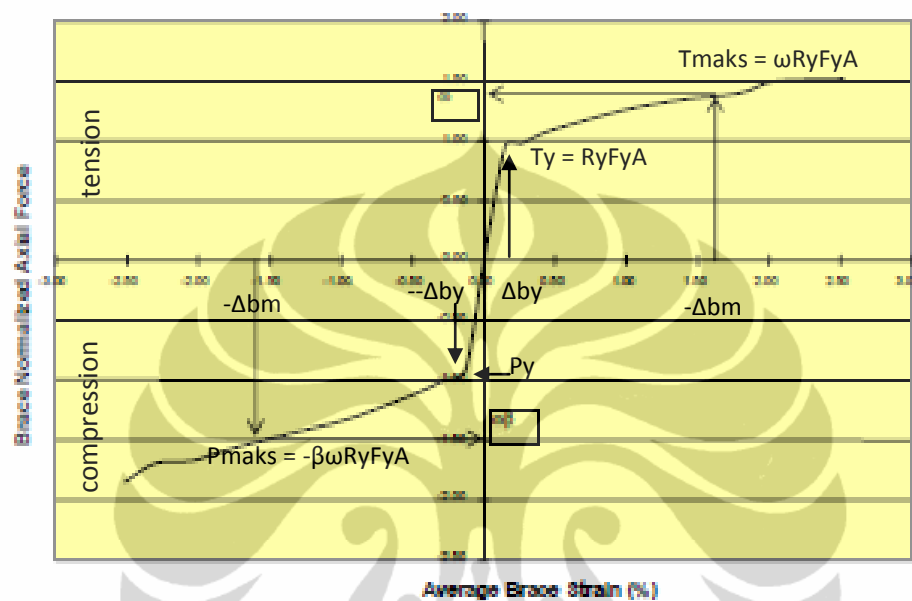


Gambar 2.18 Buckling restrained braces untuk rehabilitasi bangunan beton bertulang (a) Tampak Global (courtesy of SIE, Inc); (b) detail sambungan (courtesy Engineers & Associates, Inc)

Bresing yang digunakan merupakan bresing yang diproduksi secara khusus dan di desain sedemikian rupa sehingga kapasitas tekan yang dimiliki sama dengan kapasitas tariknya. Parameter yang direncanakan adalah luas *steel core bresing* yang berpengaruh pada nilai kapasitas bresing yang akan ditentukan.

Universitas Indonesia

Penentuan kapasitas tarik dan tekan maksimum dilakukan berdasarkan hasil uji terhadap sampel *Buckling restrained braces System*. Dalam perencanaan ini, digunakan hasil uji *Buckling restrained braces* yang dilakukan di Universitas California[14] yang selanjutnya diolah untuk memperoleh *backbone curve* yang dipakai dalam perencanaan.



Gambar 2. 19 Backbone Curve untuk *Buckling restrained braces System*

2.3.2 Perhitungan Kekuatan *Buckling restrained braces System*

Perhitungan dimulai dengan memperkirakan ukuran luas *steel core* yang akan dipakai dalam desain, dengan memperhatikan besarnya gaya aksial yang akan terjadi pada bresing akibat kombinasi pembebanan yang telah direncanakan. Sebagai evaluasi kekuatan bresing, ditentukan kapasitas bresing yang akan dipasang, Sehingga didapat *Demand Capacity Ratio (DCR)*,

$$DCR = \frac{P_u}{\phi P_{y_{sc}}} \quad (2.12)$$

dengan P_u adalah gaya aksial ultimit dengan ϕ 0,9.

Apabila nilai DCR kurang dari satu ($DCR < 1$), maka pemilihan luasan *steel core* bresing dapat diterima. Apabila nilai $DCR > 1$, diambil langkah dengan memperbesar luas penampang bresing.

Luas penampang bresing ditentukan berdasarkan AISC persamaan 16.1:

$$\Phi P_{y_{sc}} = 0.9 F_{y_{sc}} A_{sc \text{ required}}$$

$$A_{sc \text{ required}} = \frac{P_{ySC}}{f_y}$$

Menentukan panjang (b_{pl}) dan lebar (t_{pl}) core :

$$b_{pl} = \frac{A_{sc \text{ required}}}{t_{pl}}$$

2.3.3 Perhitungan *Adjusted Brace Strength*

Untuk menentukan nilai *adjusted brace strength*, diperlukan nilai ω dan β . Nilai-nilai tersebut didapat setelah dilakukan perhitungan nilai 2.0 Δ_{bm} sesuai AISC 2005[1] dan regangan bresing (*brace strain*) sebagai berikut:

1) Menentukan nilai Δ_{bx}

Nilai Δ_{bx} adalah nilai deformasi *Buckling restrained braces* berdasarkan simpangan antar lantai elastik. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan :

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ySC}}{EA_{sc}} \quad (2.13)$$

2) Menentukan nilai Δ_{bm}

Nilai Δ_{bm} adalah nilai deformasi *Buckling restrained braces* berdasarkan simpangan antar lantai desain dalam kondisi inelastik yang direncanakan. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$\Delta_{bm} = Cd \Delta_{bx} \quad (2.14)$$

Dengan Cd adalah faktor perbesaran defleksi yang tergantung pada sistem rangka yang sedang direncanakan. Untuk *Buckling restrained braces* ini, nilai Cd adalah 5 (Tabel R3-1 Appendix R, ANSI/AISC 341-05).

3) Menghitung regangan bresing rata-rata (ϵ_{BRC})

Dengan asumsi bresing berdeformasi hingga mencapai 2 kali deformasi inelastik yang direncanakan, nilai regangan bresing rata-rata (dalam %) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan

$$\epsilon_{BRC} = \frac{2.0\Delta_{bm}}{L_{ySC}} \quad (2.15)$$

Nilai ini menjadi acuan dalam perhitungan kekuatan rencana bresing.

Member force check $N_{pl} = A_{sc} \cdot F_y$

4) Menentukan *adjustment factors* ω dan β

Dengan menggunakan backbone curve yang menggambarkan hubungan antara gaya aksial bresing normalisasi terhadap regangan bresing rata-rata dari bresing yang akan digunakan, nilai ε_{BRC} diplotkan untuk menentukan adjustment factors ω dan β yang digunakan dalam perencanaan seperti terlihat pada Gambar 6. Dengan demikian akan dapat diketahui berapa luas penampang bresing yang dibutuhkan dan kapasitas maksimum dari bresing tersebut.

2.3.4 Sambungan *Buckling restrained braces*

Kekuatan dari sambungan bresing untuk tarik dan tekan (termasuk hubungan antar balok dan kolom jika ini termasuk ke dalam sistem bresing) direncanakan 1,1 kali lebih besar daripada adjusted brace strength untuk tekan. Hal ini dilakukan untuk menjamin sambungan tidak leleh pada saat bresing berdeformasi maksimum.

2.4 Analisis Gaya Gempa

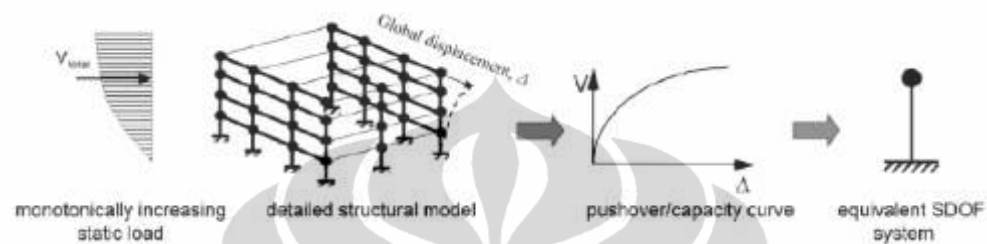
Pemilihan metode analisis antara analisis statik dan dinamik umumnya ditentukan dalam peraturan perencanaan yang berlaku. Pemilihan metode analisis tergantung pada bangunan tersebut apakah termasuk struktur gedung beraturan atau tidak beraturan. Jika suatu bangunan termasuk struktur bangunan beraturan yang didefinisikan dalam peraturan perencanaan, maka analisis gempa dilakukan dengan analisis statik. Sebaliknya, jika suatu struktur termasuk struktur bangunan tidak beraturan, maka analisis gempa dilakukan dengan cara dinamik.

2.4.1. Analisis Pushover

Tujuan analisa *pushover* adalah memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta memperoleh informasi bagian mana yang kritis. Analisis statik beban dorong (*pushover*) adalah suatu analisis nonlinier statik dimana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai. Nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya lelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung. Kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai target peralihan yang diharapkan atau sampai mencapai kondisi plastik. Metode analisis statik beban dorong merupakan metode dengan pendekatan nonlinier statik, dimana dapat

Universitas Indonesia

digunakan pada struktur bangunan gedung beraturan, dengan karakteristik dinamik mode tinggi yang tidak dominan. Salah satu hasil analisis yang mempunyai manfaat penting yaitu kurva kapasitas. Kurva kapasitas hasil dari analisis statik beban dorong menunjukkan hubungan kurva beban lateral-peralihan oleh peningkatan beban statik sampai pada kondisi ultimit atau target peralihan yang diharapkan.

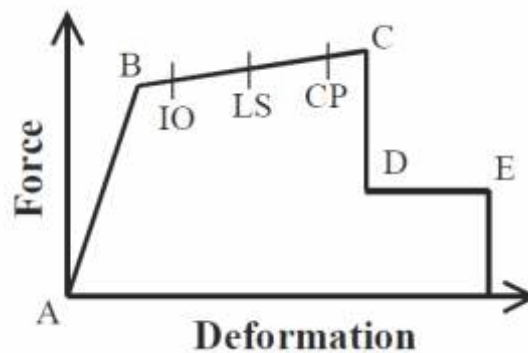


Gambar 2.20 Skematik Analisis Statik Beban Dorong

Sumber :ATC, 2004

Kurva kapasitas menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) terhadap Peralihan Atap (*roof displacement*). Kurva berbentuk nonlinier, yang mana menunjukkan peningkatan beban pasca-elastik sampai dengan kondisi plastik. Pola distribusi beban diberikan pada model struktur dalam proporsi yang sama dengan distribusi gaya inersia sebidang dengan lantai diaphragma. Pola beban lateral diberikan sama dengan pola ragam fundamental pada arah yang ditinjau bilamana sedikitnya 75% massa dapat diantisipasi pada ragam tersebut. Dalam penelitian ini, model pola beban lateral menggunakan pola beban segitiga, dengan tinjauan arah sama dengan pola ragam arah-x.

Kurva *pushover* akan memperlihatkan suatu kondisi linear sebelum mencapai kondisi leleh dan selanjutnya berperilaku non-linier. Pada skenario keruntuhan akan terbagi kedalam beberapa step. Step tersebut ditampilkan setiap terjadi perubahan urutan sendi plastis. Urutan terjadinya sendi plastis digambarkan pada tiap step dalam bentuk lingkaran kecil dengan beberapa warna. Setiap warna yang ditampilkan memiliki arti tersendiri. Gambar dibawah memperlihatkan perilaku terjadinya sendi plastis.



Gambar 2. 21 Hubungan beban dengan perpindahan pada sendi

(Sumber : FEMA 356)

Titik A ke B menunjukkan sendi masih dalam keadaan elastis. Kemudian pelepasan pertama muncul saat pembebanan mencapai titik B. Titik B menuju titik C inilah yang disebut sendi dalam keadaan plastis. Sendi plastis diwakili lagi kedalam tiga kondisi yaitu :

1. IO (*Immediate Occupancy*) artinya dapat dipakai
2. LS (*Life Safety*) artinya keselamatan penghuni masih terjamin atau aman
3. CP (*Collapse Prevention*) artinya masih terhindar dari keruntuhan atau keruntuhan masih dapat dicegah.

Tabel 2. 2 Parameter modeling dan numerikal kriteria penerimaan untuk prosedur nonlinier-Kolom Beton Bertulang

Conditions		Modeling Parameters ^a				Acceptance Criteria ^b				
		Plastic Rotation Angle, radians		Residual strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						IO	Primary		Secondary	
							LS	CP	LS	CP
I. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f_c}$	Trans. Rein. ²	$\frac{F}{d_w d_w f_c}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	> 4	0.016	0.024	0.3	0.008	0.015	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.018	0.028	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Sumber: Tabel 8-6 FEMA 356

2.4.2. Analisis Non Linier

2.4.2.1 Non Linear Geometri (*P-Delta Effect*)

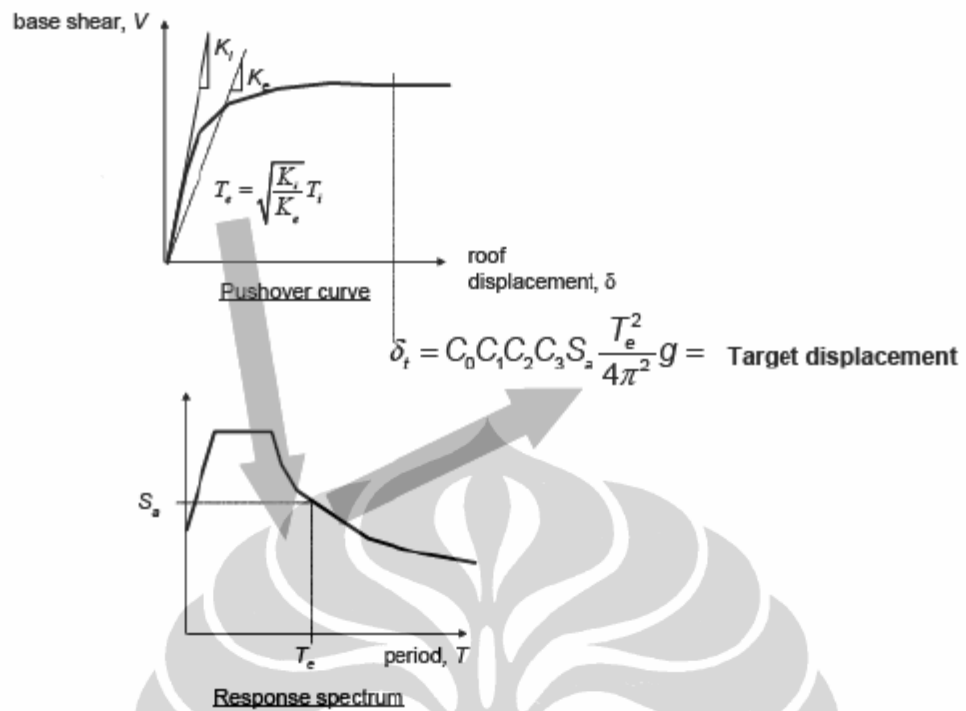
Konsep analisa P-Delta adalah dengan melakukan analisa linear elastik pada kondisi pembebanan awal, kemudian akan diformulasikan matriks kekakuan geometri yang baru berdasarkan nilai gaya-gaya dalam ataupun tegangan yang didapatkan dari analisa awal tersebut. Matriks kekakuan geometri tersebut kemudian secara berulang dimodifikasi dan digunakan untuk analisa berikutnya sampai didapatkan kondisi yang konvergen.

2.4.2.2 Non Linear Material

Selain akibat nonlinearitas geometri atau second order effect, perilaku nonlinear struktur juga didefinisikan oleh adanya perilaku nonlinear pada material yang digunakan dalam pemodelan struktur. Kurva hubungan tegangan-regangan adalah hal utama untuk mendefinisikan hal ini. Khusus untuk struktur dengan material beton bertulang, maka dalam analisa nonlinear material, setidaknya perlu didefinisikan tiga kurva tegangan-regangan, yaitu pada selimut beton, beton terkekang inti, dan pada material baja tulangan.

2.4.2.3 Metode Koefisien Perpindahan FEMA 356

Pada metode koefisien perpindahan FEMA 356 perhitungan dilakukan dengan memodifikasi respons elastic linier sistem struktur SDOF ekuivalen dengan faktor modifikasi C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga dapat diperhitungkan target peralihannya dengan menetapkan dahulu waktu getar efektif (T_e) untuk memperhitungkan kondisi inelastik struktur gedung.



Gambar 2. 22 Metode Koefisien Perpindahan FEMA 356

$$\delta_1 = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (2.16)$$

dimana:

δ_1 : 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 tabel 3-2.

Tabel 2. 3 Tabel Nilai C_0

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Sumber : FEMA 356

C_1 : Faktor modifikasi untuk menghubungkan peralihan inelastik maksimum dengan peralihan respon elastic linier. Nilai $C_1 = 1$

$$C_1 = \frac{[1+(R-1)\frac{T_s}{T_e}]}{R} \text{ untuk } T_e < T_s \quad (2.17)$$

C_2 : Faktor modifikasi untuk memperlihatkan *pinched hysteresis shape*, degradasi kekakuan dan penurunan kekuatan pada respon peralihan maksimum, sesuai FEMA 356 tabel 3-3

Tabel 2. 4 Tabel Nilai C_2

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second ^a		$T \geq T_s$ second ^a	
	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

1. Structures in which more than 30% of the story shear at any level is resisted by any combination of the following components, elements, or frames: ordinary moment-resisting frames, concentrically-braced frames, frames with partially-restrained connections, tension-only braces, unreinforced masonry walls, shear-critical, piers, and spandrels of reinforced concrete or masonry.
2. All frames not assigned to Framing Type 1.
3. Linear interpolation shall be used for intermediate values of T .

Sumber : FEMA 356

C_3 : faktor modifikasi untuk memperlihatkan kenaikan peralihan akibat efek P-delta. untuk gedung dengan perilaku kekuatan pasca leleh bernilai positif

maka $C_3 = 1,0$. Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca leleh negatif,

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.18)$$

R : Ratio kekuatan dihitung dengan persamaan,

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.19)$$

S_a : Respon spektrum percepatan pada waktu getar alami fundamental efektif dan ratio redaman pada arah yang ditinjau

V_y : Gaya geser dasar pada saat leleh

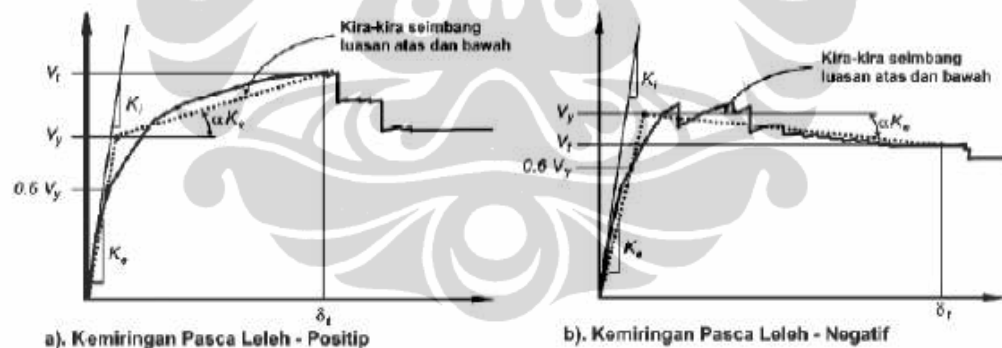
W : Berat efektif seismic

C_m : faktor massa efektif, table 3 - 1 FEMA 356

α : rasio kekakuan pasca leleh dimana dengan kekakuan elastic efektif, dimana hubungan gaya peralihan nonlinier diidealisasikan sebagai kurva bilinear

T_s : waktu getar karakteristik respon spektrum

g : percepatan gravitasi 9.81 m/det^2



Gambar 2.23 Idealisasi kurva Gaya - Deformasi

Sumber : FEMA 356

2.5 Metode Kinerja Batas Ultimit Struktur Menurut SNI-1726-2002

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar

Universitas Indonesia

gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela dilatasi). Simpangan dan simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut:

a. untuk struktur gedung beraturan

$$\xi = 0.7 R \quad (2.20)$$

b. untuk struktur gedung tidak beraturan

$$\xi = \frac{0.7 R}{\text{faktor skala}} \quad (2.21)$$

dimana R adalah faktor reduksi gempa, sedangkan faktor skala sesuai pasal 7.2.3 (SNI 1726-2002)

Sesuai persyaratan kinerja batas ultimit gedung maka dalam segala hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut pasal 8.2.1 (SNI 1726-2002) ≤ 0.02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

2.6. Metode Kinerja Struktur Menurut SNI-1726-2010

Pada SNI-1726-2010 kinerja struktur dibatasi oleh simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antara lantai tingkat ijin (Δ_a) seperti didapatkan dari tabel di bawah ini :

Tabel 2.5 Simpangan Antara Lantai Tingkat Ijin (Δ_a)

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah di desain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,02h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

keterangan : h_{sx} = adalah tinggi tingkat dibawah tingkat x

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Metodologi Desain

Permasalahan yang diangkat pada penelitian ini adalah mengenai retrofitting struktur bangunan beton bertulang di bawah pengaruh gempa kuat. Retrofitting merupakan suatu solusi yang ada dimana bangunan eksisting yang telah didesain dengan peraturan lama (dalam tesis ini diambil peraturan SNI 2002) dilakukan perkuatan, dalam hal ini penambahan elemen struktur, guna mencapai batas prasyarat yang diijinkan pada revisi peraturan yang baru (SNI 2010).

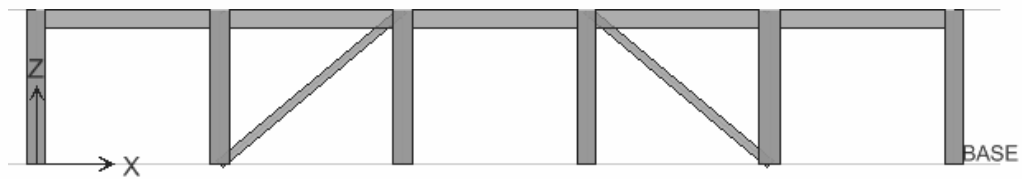
Fokus desain struktur eksisting dalam penelitian ini dilakukan dengan analisa dinamik respons spectrum yang di kontrol dengan analisa statik ekivalen (pengecekan gaya geser). Analisa dinamik respon spectrum pada SNI 03-1726-2002 dievaluasi dengan perhitungan gaya geser ragam pertamanya (V_1) dengan syarat V lebih besar atau sama dengan $0.8 V_1$. Sedangkan untuk SNI 03-1726-2010 disyaratkan gaya elemen yang dihasilkan ragam harus diskalakan sedemikian hingga geser dasar tersebut sama dengan 0,85 kali geser dasar metode statik ekivalen atau bila $V_{cqc} < 85\% V$ statik, faktor skala gaya dan simpangan antar lantai = $0,85\% V_{statik} / V_{cqc}$.

Struktur bangunan eksisting yang dijadikan model dalam kasus ini adalah struktur bangunan *dual system*, yakni menggunakan pengaku shearwall, yang dalam kondisi ini bangunan tidak memenuhi prasyarat desain tahan gempa dari peraturan revisi yang baru.

Selanjutnya fokus retrofitting yang dilakukan pada penelitian ini menambahkan pengaku berupa bresing tahan tekuk, yang akan dijelaskan pemodelannya pada Bab 4.

3.2 Desain struktur retrofitting dengan *Buckling restrained braces System (BRB)*

Dalam penelitian ini, jenis konfigurasi BRB yang dipakai adalah tipe single diagonal. Pada konfigurasi ini BRB dipasang dari sisi bawah bagian kiri portal sampai sisi atas bagian kanan portal. Berikut ini adalah pemodelan dari bentuk bresing diagonal :



Gambar 3.1 *Single Diagonal Bracing*

3.2.1 Penentuan Letak *Buckling restrained braces*

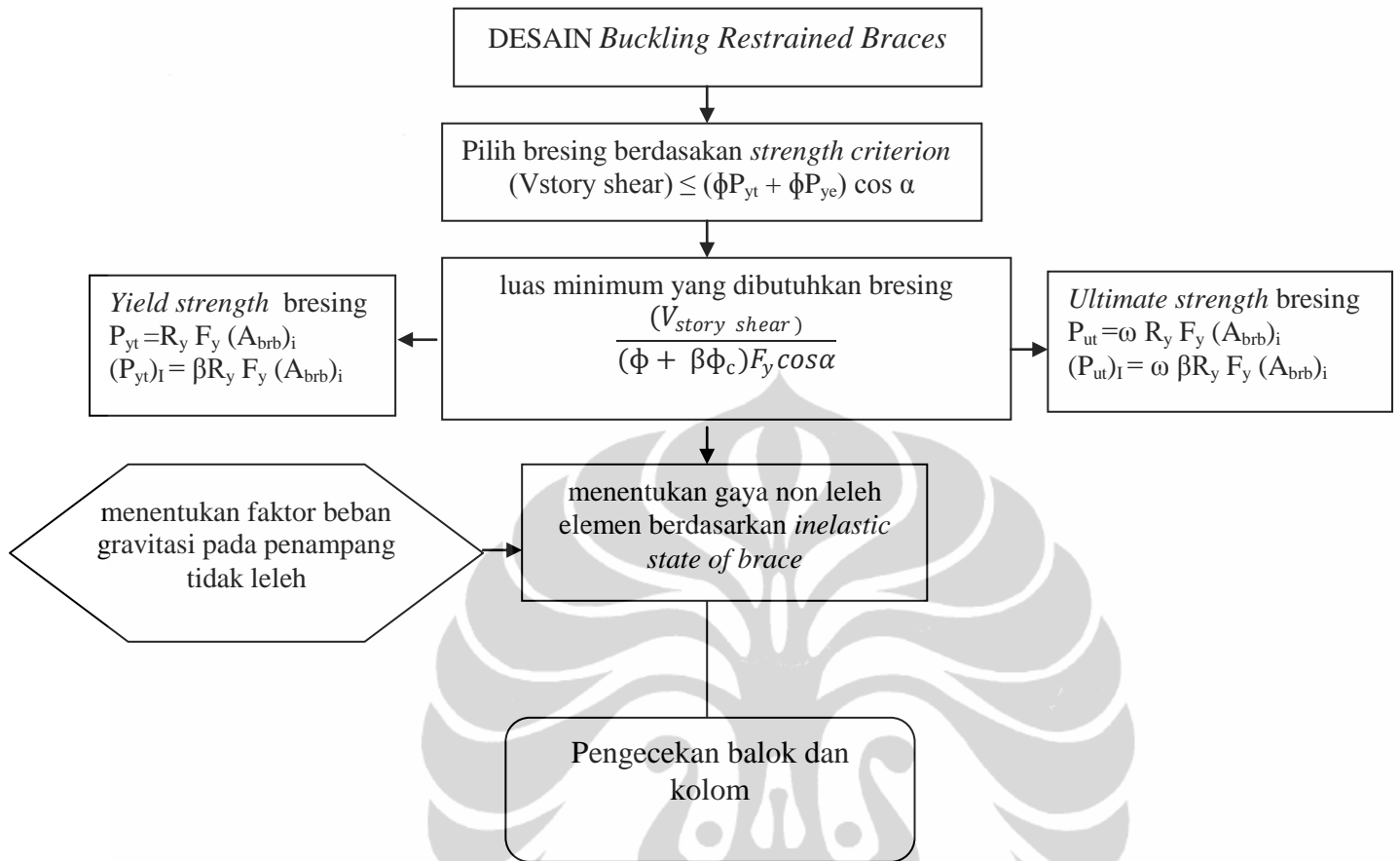
Penentuan letak *Buckling restrained braces* didistribusikan proporsional tiap lantai, bergantung pada defisiensi kekakuan atau kekakuan yang terjadi setelah dilakukan analisis pada BAB selanjutnya.

3.2.2 Pemodelan *Buckling Restrained Braces* pada Program ETABs

Pemodelan *buckling restrained braces* pada Program ETABs dalam pemodelan yang terdiri dari:

1. Pendefinisian elemen sebagai *section designer*, kemudian section steel core baja inti yaitu sebagai segmen terkekang dan leleh (bagian tengah), yang hanya di definisikan, karena pada intinya yang berfungsi sebagai penahan gaya adalah baja inti tersebut. Sedangkan bagian lain tidak di definisikan di dalam ETABs.
2. *Buckling restrained braces* dimodelkan sebagai *pin-end*
3. Frame kolom dimodelkan sebagai *fixed*.

Langkah desain *Buckling Restrained Braces*:



Gambar 3.5 flowchart desain *Buckling Restrained Braces System*

3.3 ANALISA

Pada tesis ini model struktur yang telah dibuat dengan bantuan software ETABS dianalisis dengan metode yang dijelaskan pada FEMA 356 yaitu dengan analisis beban dorong static (*pushover analysis*).

3.3.1 Analisa Pushover

Tujuan analisis beban dorong statik adalah mengevaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban gempa rencana, yaitu memperoleh nilai $\mu\Delta$ actual dan R actual struktur, memperlihatkan kurva kapasitas (*capacity curve*) dan memperlihatkan skema keelehan (distribusi sendi plastis) yang terjadi. Tahapan analisis sebagai berikut :

1. menentukan tipe dan besar beban.
 - a. beban gravitasi : beban mati (DL dan SDL) tidak diskalakan sehingga skala = 1 dan beban hidup (LL) dengan skala 0.3
 - b. kontrol peralihan : memakai batasan drift sesuai kinerja batas ultimit dikalikan tinggi total gedung. Pola beban yang digunakan adalah pola beban arah utama gedung yang tidak diskalakan lagi sehingga skala = 1
2. melakukan analisis beban dorong. Dari analisis ini didapat kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap peralihan, yang memperlihatkan perubahan perilaku struktur dari linier menjadi non-linier, berupa penurunan kekakuan yang diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis pada kolom dan balok.

Dari hasil *pushover analysis* yang dilakukan dengan bantuan ETABS, akan diperoleh kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar (V_b) terhadap perpindahan lantai (D) struktur. Selain itu juga dapat diperoleh level kinerja struktur dan mekanisme terbentuknya sendi plastis pada struktur.

3.3.2 Performance Based Design

Performance-based design merupakan metode desain bangunan yang menjadikan perilaku bangunan yang diinginkan saat terjadi gempa dengan level tertentu sebagai acuan. Perilaku tersebut diukur dari tingkat kerusakan struktural dan non struktural yang terjadi, dalam FEMA 356 dikenal empat tingkat kerusakan sebagai berikut:

Tabel 3.1 Tingkat Kerusakan Bangunan

Level Kinerja	Penjelasan
operasioanal	Tidak ada kerusakan struktural dan non struktural yang berarti, bangunan dapat tetap berfungsi
Immediate occupancy	Tidak terjadi kerusakan struktural, komponen non struktural masih berada di tempatnya dan bangunan tetap dapat berfungsi tanpa terganggu masalah perbaikan
Life safety	Terjadinya kerusakan struktural tetapi tidak terjadi keruntuhan, komponen non struktural tidak berfungsi, tetapi bangunan masih dapat digunakan setelah dilakukan perbaikan.
Collapse prevention	Kerusakan terjadi pada komponen struktural dan non struktural, bangunan hamper runtuh, dan kecelakaan akibat kejatuhan material bangunan sangat mungkin terjadi.

Sasaran kinerja gempa yang didesain terhadap suatu struktur bangunan terganggu pada tingkat kemanan yang diinginkan terhadap bangunan tersebut. Semakin tinggi tingkat keamanan yang diinginkan, maka gempa rencana akan semakin besar pula sehingga frekuensi terjadinya akan semakin jarang. Dengan kata lain, umur rencana suatu bangunan akan semakin panjang.

Gound motion merupakan gelombang kompleks yang berisolasi pada frekuensi yang beragam. Melalui analisis riwayat waktu, dapat diketahui percepatan, kecepatan, dan perpindahan puncak dari respon struktur terhadap getaran tanah yang terjadi. Analisis yang dilakukan pada berbagai periode bangunan akan menghasilkan kurva yang disebut respons spectra. Umumnya respons spectra ditampilkan dalam grafik tiga aksis (percepatan, kecepatan dan displacement) terhadap periode bangunan, yang disebut *tripatrie*. Dalam FEMA 356 dikenal tiga tingkat gempa berdasarkan probabilitas kejadian sebagai berikut:

Tabel 3.2 Level Gempa Rencana

Tingkat Gempa	Penjelasan
Gempa layan	Groundmotion dengan probabilitas 50% periode ulang 50 tahun
Gempa desain	Groundmotion dengan probabilitas 10% periode ulang 50 tahun
Gempa Maksimum	Groundmotion khusus atau groundmotion dengan probabilitas 5% periode ulang 50 tahun

Dalam peraturan, respons spektra ditampilkan sebagai kurva S_a terhadap periode, yang tepat digunakan bagi *force-based design* sementara ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*) menggambarkan respons spektra sebagai kurva S_a terhadap S_d dengan garis-garis radial yang mewakili periode bangunan. *Performance based design* menggunakan kedua jenis respons spektra, ADRS dan respons spektra yang terdapat dalam peraturan. Dalam *performance-based design*, desain bangunan yang telah dibuat simulasi terhadap beban gempa yang telah direncanakan sehingga tingkat kerusakan dapat direncanakan sesuai, agar bangunan berada dalam kondisi *life safety* pada gempa desain.

Ada tiga elemen penting yang perlu diperhatikan dalam menggunakan prosedur desain berbasis kinerja ini yaitu kebutuhan (*demand*), kapasitas (*capacity*) dan kinerja struktur (*performance*).

1. demand(*displacement*)

Kebutuhan (*demand*) adalah representasi dari pergerakan tanah dasar akibat gempa bumi. Gerakan tanah dasar pada saat terjadi gempa menghasilkan perpindahan horizontal lantai yang rumit dan berubah-ubah seiring perubahan waktu. *Demand (displacement)* adalah respons maksimum suatu struktur terhadap gempa yang terjadi. *Spectrum demand* didapat dengan mengubah kurva tradisional spectrum (S_a *vs T) menjadi ADRS (S_a *vs S_d).

2. Kapasitas

Kapasitas merupakan kemampuan struktur dalam memikul beban gempa. kemampuan struktur amat bergantung pada kekuatan (*strength*) dan kemampuan

deformasi dari masing-masing elemen struktur. Untuk dapat menentukan kapasitas struktur di atas kondisi elastis, metode analisis non linier seperti pushover analysis dapat digunakan.

3. Kinerja (*performance*)

Kinerja (*performance*) adalah kemampuan kapasitas struktur untuk memikul kebutuhan (*demand*). Dengan kata lain, struktur bangunan harus memiliki kapasitas yang cukup sehingga kinerjanya sebanding dengan tujuan desain yang salah satunya mampu memikul beban gempa rencana. Kinerja struktur dapat segera diketahui setelah kurva kapasitas dan demand telah diketahui. Kurva kapasitas digabungkan dengan kurva demand (kurva ADRS) kemudian digunakan untuk mendapatkan titik perpotongan yang disebut titik kinerja (*performance point*) struktur.

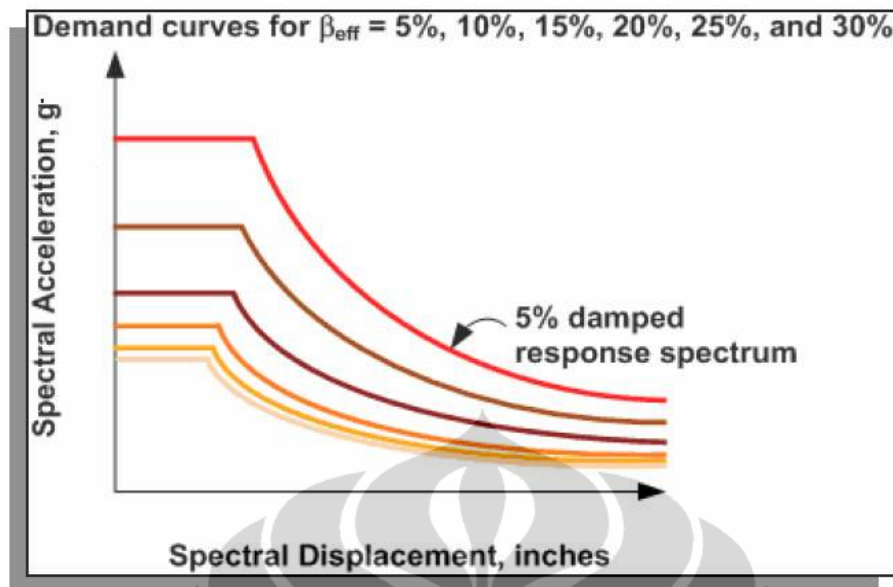
Setelah titik kinerja struktur diketahui, maka langkah selanjutnya adalah menentukan tingkat kinerja dari struktur dengan mengacu pada ketentuan FEMA 356. Besarnya perpindahan atap (*roof displacement*) didapatkan melalui persamaan:

$$\text{roof drift ratio} = \frac{K_{\text{roff}}}{H_{\text{total}}} \quad (3.1)$$

Untuk stabilitas struktur maksimum total drift lantai ke-I pada *performance point* tidak boleh melebihi nilai $0.33 \frac{V_i}{P_i}$ dimana V_i adalah total gaya geser lateral pada lantai ke -I dan P_i adalah total beban yang bekerja pada lantai ke-I, termasuk beban mati dan beban hidup.

Penentuan *performance point* dengan metode kapasitas spektra dapat dilakukan dengan tiga prosedur. Langkah-langkah yang digunakan pada program software ETABS yaitu sebagai berikut:

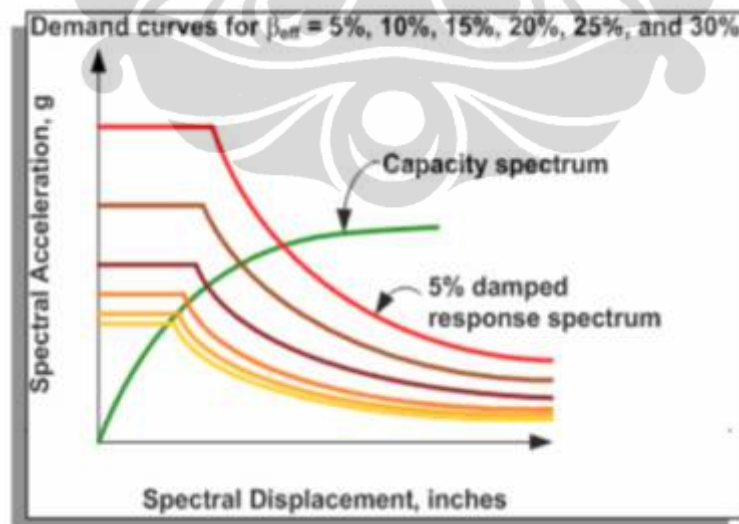
1. plot respons spectrum elastis dengan damping 5% yang sesuai dengan kondisi tanah setempat.
2. plot family spectra dengan redaman 10%, 15%, 20%, 25% dan 30% pada kurva yang sama dengan spectrum kebutuhan 5% seperti pada gambar berikut :



Gambar 3. 2 Kurva *family demand spectrum*

Sumber : Applied Technology Council. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. PEER Report 2010/111.

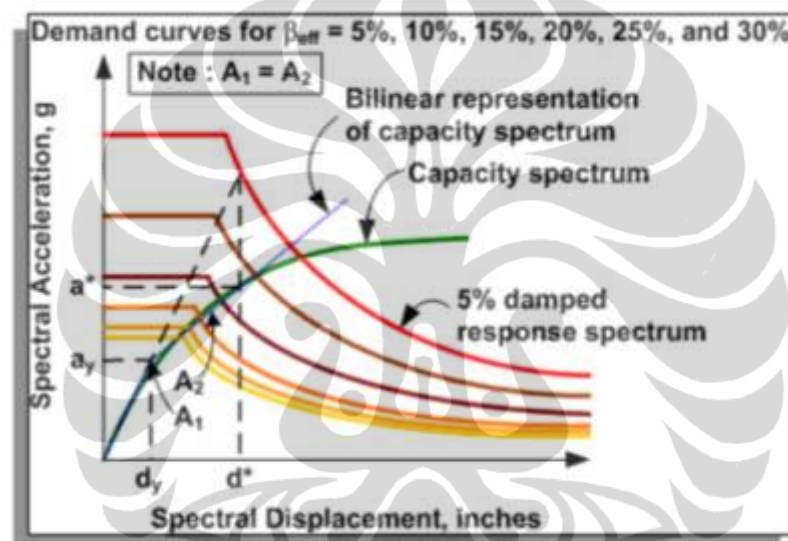
3. transformasikan kurva demand dari analisis pushover menjadi kurva spectrum kapasitas. Plot kapasitas spektra tersebut pada kurva yang sama, seperti dalam gambar berikut :



Gambar 3.3 Kurva *demand spectrum* dan *spectrum kapasitas*

Sumber : Applied Technology Council. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. PEER Report 2010/111.

4. ubahlah gambar kurva dari poin 3 menjadi bilinear. Kemiringan awal dari kurva bilinear sama dengan kekakuan elastic struktur. Sedangkan titik a' dan d' ditentukan dengan equal displacement yaitu segmen dari pasca elastic yang diperoleh dengan meneruskan garis kemiringan awal hingga memotong ke kurva 5% spektrum kebutuhan. Tarik garis dari titik perpotongan tersebut hingga berpotongan dengan spectrum kapasitas. Rotasi titik perpotongan tersebut hingga berpotongan dengan spectrum kapasitas. Rotasi titik yang diperoleh sehingga didapat luas A1 sama dengan luas A2. Titik akhir yang diperoleh adalah titik a' dan d'.



Gambar 3. 4 Kurva bilinear

Sumber : Applied Technology Council. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. PEER Report 2010/111.

5. hitung besarnya redaman efektif dengan persamaan berikut :

$$\text{post yield slope} = \frac{a' - a_y}{d_i - d_y} \quad (3.2)$$

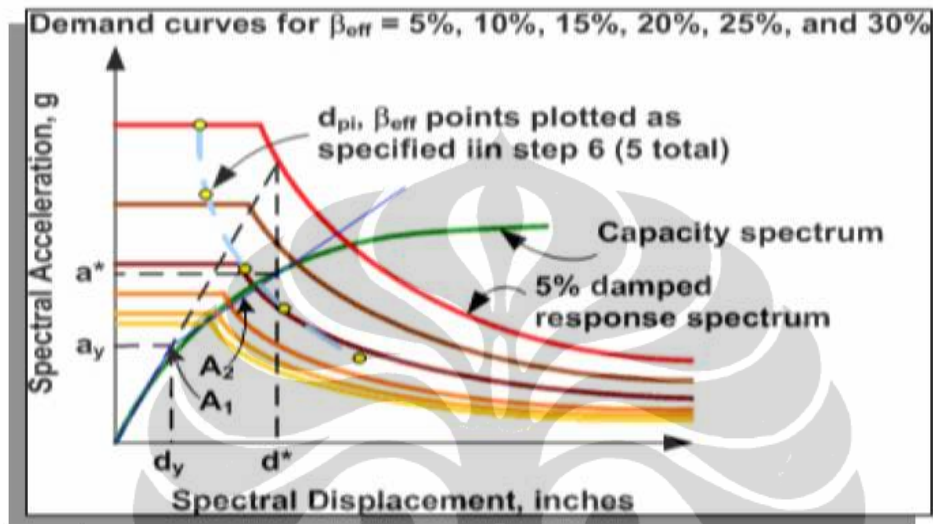
Untuk tiap titik a_{pi} dan d_{pi} , maka gradient pasca elastic ditentukan oleh persamaan berikut :

$$\text{post yield slope} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (3.3)$$

Karena kemiringan konstan, maka :

$$a_{pi} = \frac{(a' - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d_i - d_y} + a_y \quad (3.4)$$

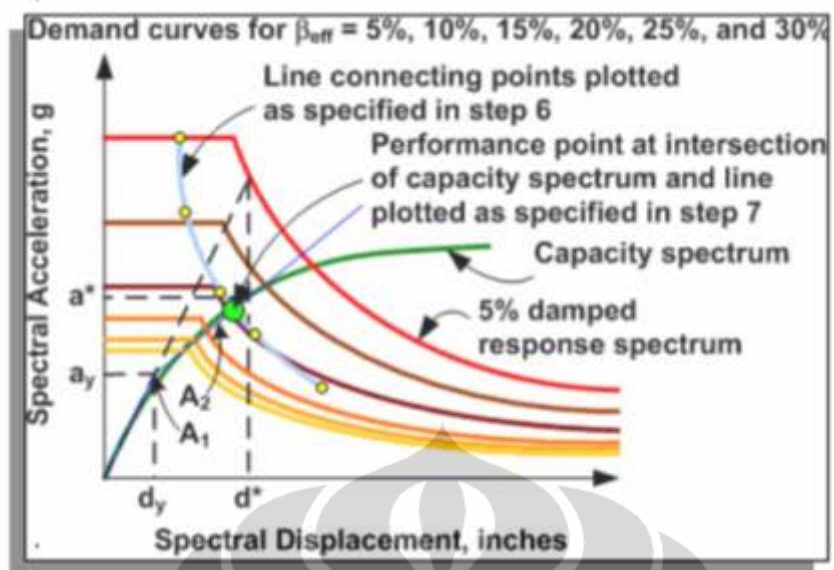
6. plot titik-titik yang diperoleh pada kurva yang sama sehingga diperoleh kurva berikut :



Gambar 3. 5 Iterasi untuk menemukan Performance Point

Sumber : Applied Technology Council. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. PEER Report 2010/111.

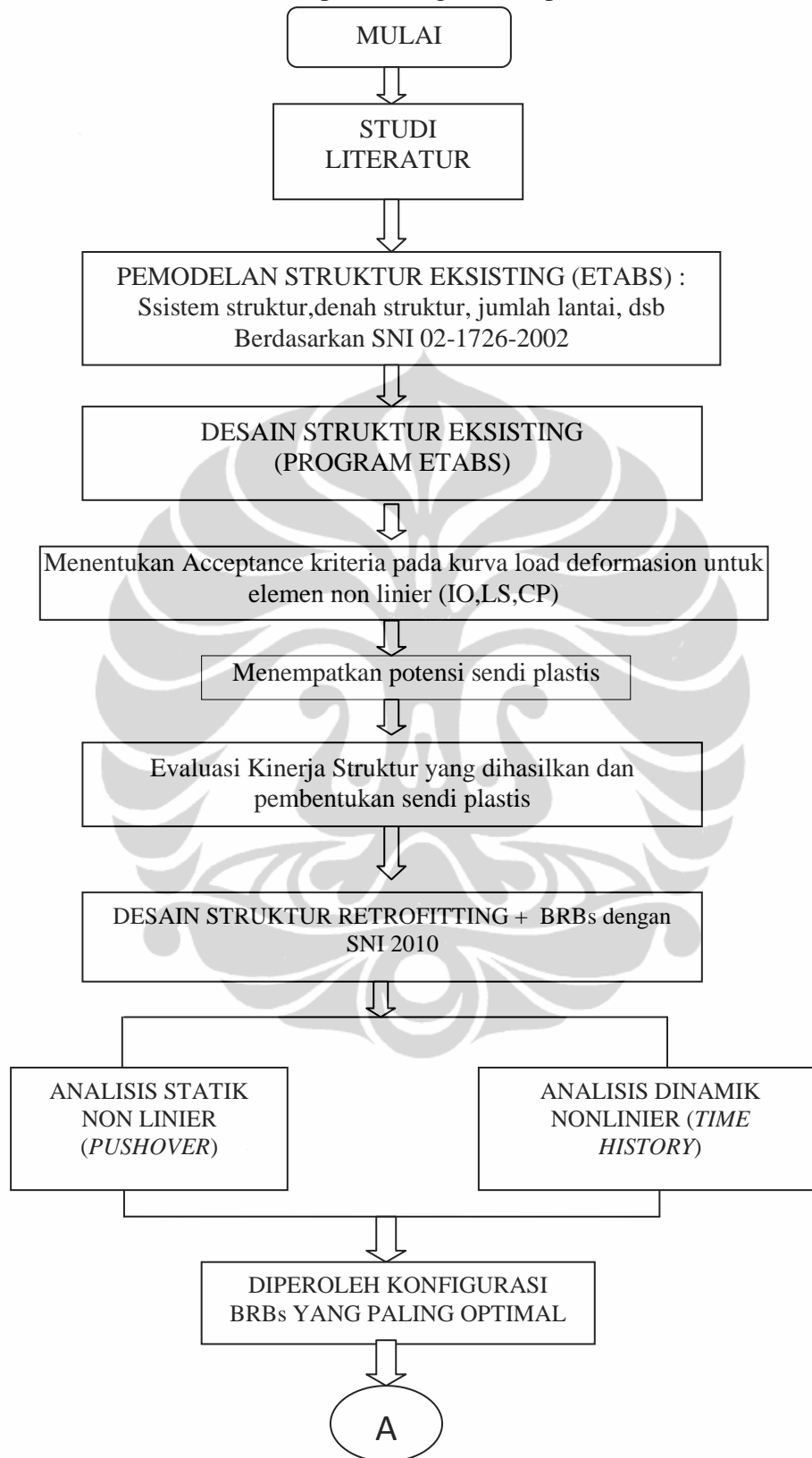
7. Hubungkan titik-titik yang diperoleh dari langkah 6 seperti ditampilkan dalam gambar 3.11. Perpotongan garis tersebut dengan spectrum kapasitas merupakan *performance point* struktur.

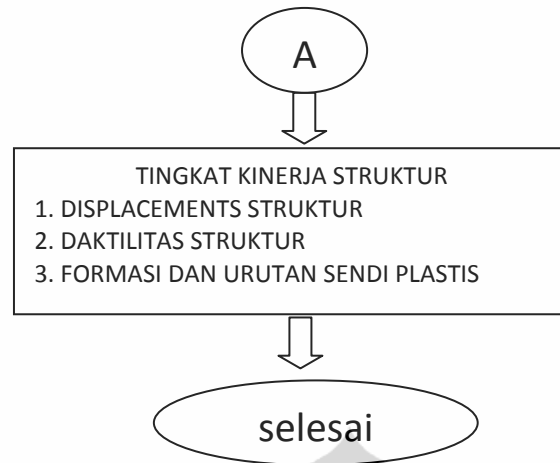


Gambar 3. 6 Performance Point

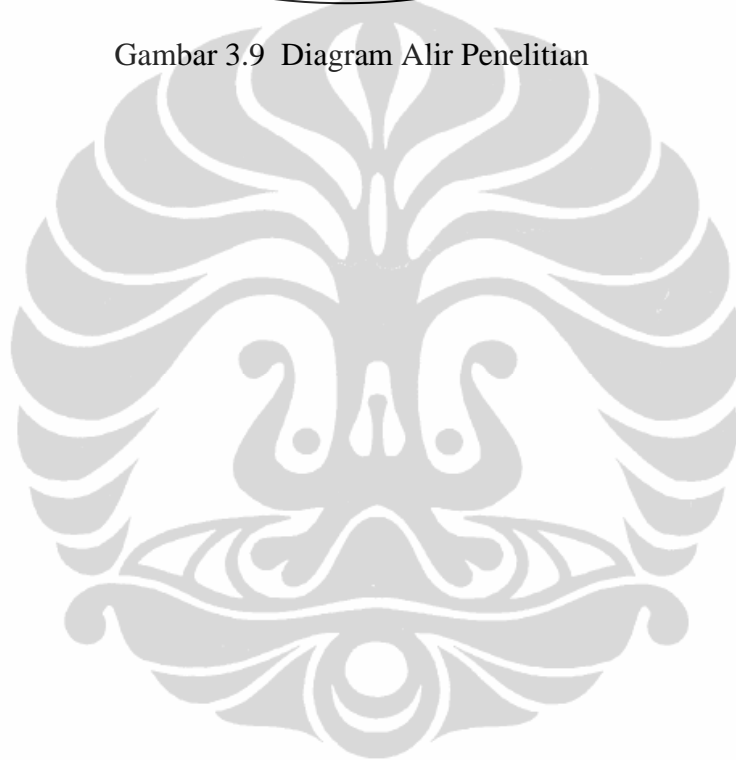
Sumber : Applied Technology Council. (2010). Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. PEER Report 2010/111.

Berikut ini ditampilkan diagram alir penelitian :





Gambar 3.9 Diagram Alir Penelitian



BAB 4 PERMODELAN STRUKTUR

4.1 Deskripsi Model struktur dan Lokasi

Perencanaan struktur eksisting pada penelitian ini mengambil kasus gedung perkantoran. Struktur direncanakan berdasarkan kriteria berikut ini.

Jumlah tingkat	: 20 lantai
Tinggi tingkat tipikal	: 4 m
Tinggi tingkat dasar	: 5 m
Lokasi	: Jakarta
Jenis tanah	: lunak

Pemodelan struktur yang akan diretrofitting dilakukan terhadap bangunan yang dirancang dengan SNI 2002, untuk kemudian dirancang untuk ditingkatkan ketahanan gempanya terhadap beban Gempa SNI 03-1726-2010. Berikut ini dijabarkan penamaan pemodelan struktur yang akan dianalisa :

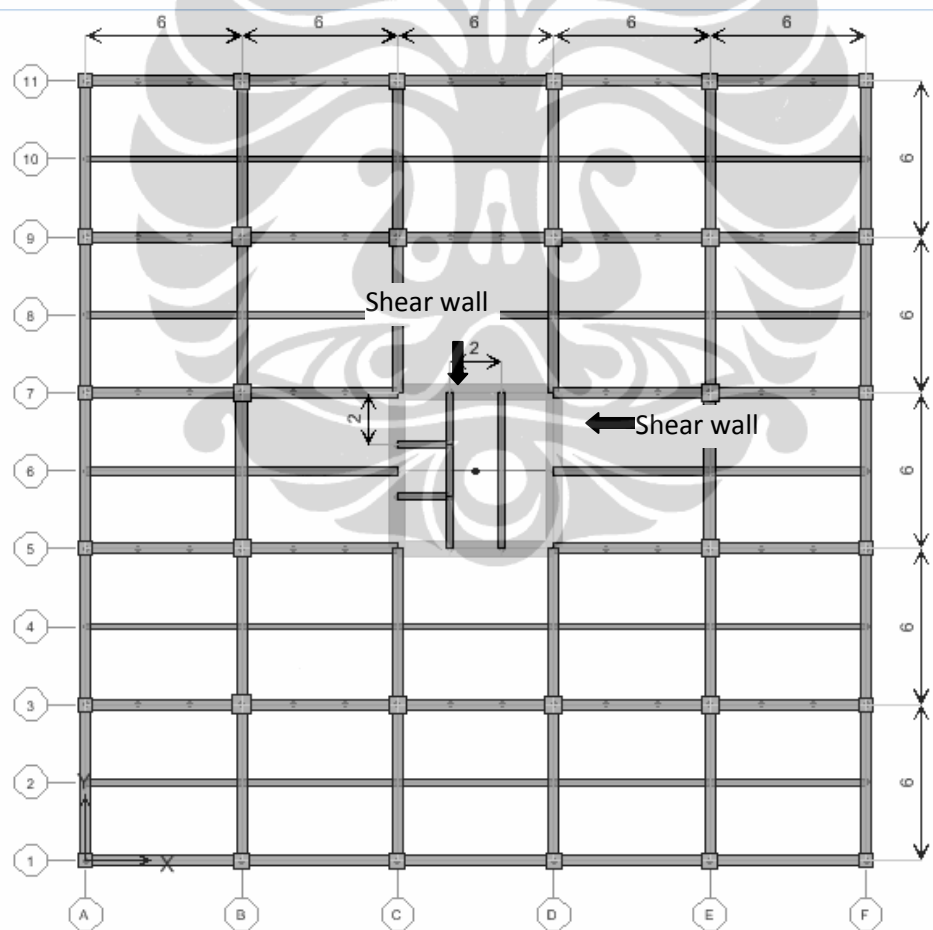
1. MODEL DS02, yaitu penamaan model struktur eksisting dual system (DS) yang dianalisis dengan peraturan lama (SNI 03-1726-2002). Model DS 02 dibagi 2 lagi yaitu:
 - a. MODEL DS02-a, yaitu penamaan model struktur yang terdiri dari seluruh elemen yaitu balok-kolom(portal) dan shearwall. Model ini digunakan untuk mengecek kapasitas masing-masing elemen dalam menerima beban gempa (persyaratan dual system).
 - b. MODEL DS02-b, yaitu penamaan model struktur yang terpisah dari dinding geser, hanya terdiri dari elemen yaitu balok-kolom(portal) dan *boundary element* dinding geser. Model ini digunakan untuk mengecek apakah struktur mampu menahan 25 % beban gempa (persyaratan dual system).
2. MODEL DS10, yaitu penamaan model struktur eksisting yang dievaluasi dengan peraturan baru SNI 03-1726-2010 yang terdiri dari:
 - a. MODEL DS10-a, yaitu penamaan model struktur yang terdiri dari seluruh elemen yaitu balok-kolom (portal) dan shearwall. Model ini digunakan

untuk mengecek elemen-elemen struktur yang tidak mampu menahan 100 % beban gempa.

- b. MODEL DS10-b, yaitu penamaan model struktur yang terpisah dari dinding geser, hanya terdiri dari elemen yaitu balok-kolom(portal) dan *boundary element* dinding geser. Model ini digunakan untuk mengecek elemen-elemen yang tidak mampu menahan 25 % beban gempa.
3. MODEL R, yaitu penamaan model struktur retrofitting: model MODEL DS10 ditambah buckling restrained brace system (BRBS).

4.1.1.1. Denah Bangunan

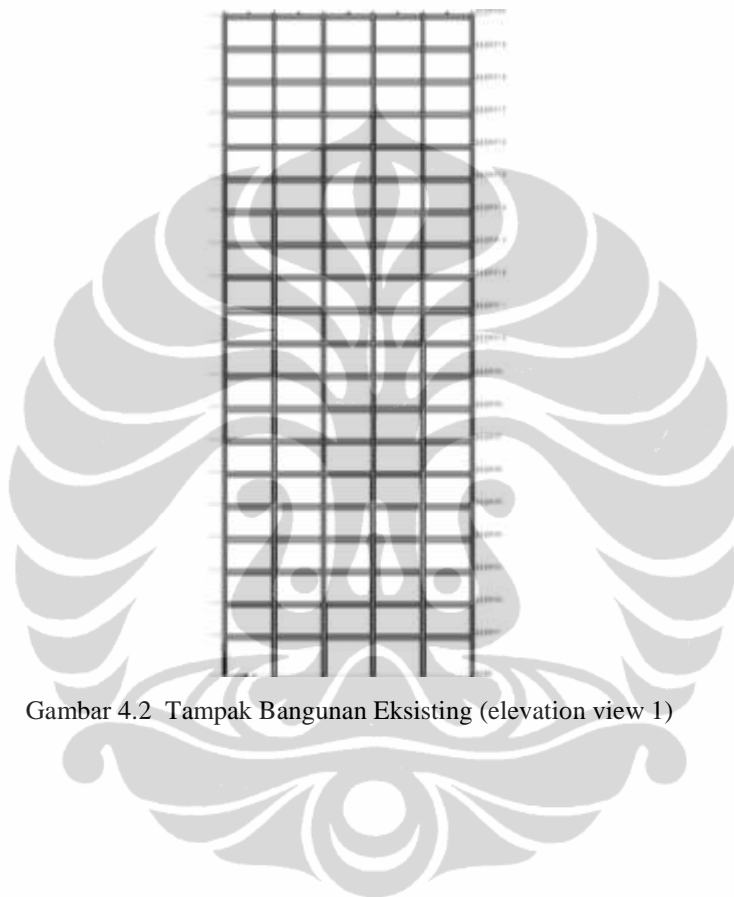
Denah dari struktur bangunan dual system yang diretrofitting adalah tipikal, yakni terdiri dari lima bentang untuk masing masing arah x dan y dengan dimensi yang terlihat pada gambar berikut ini:



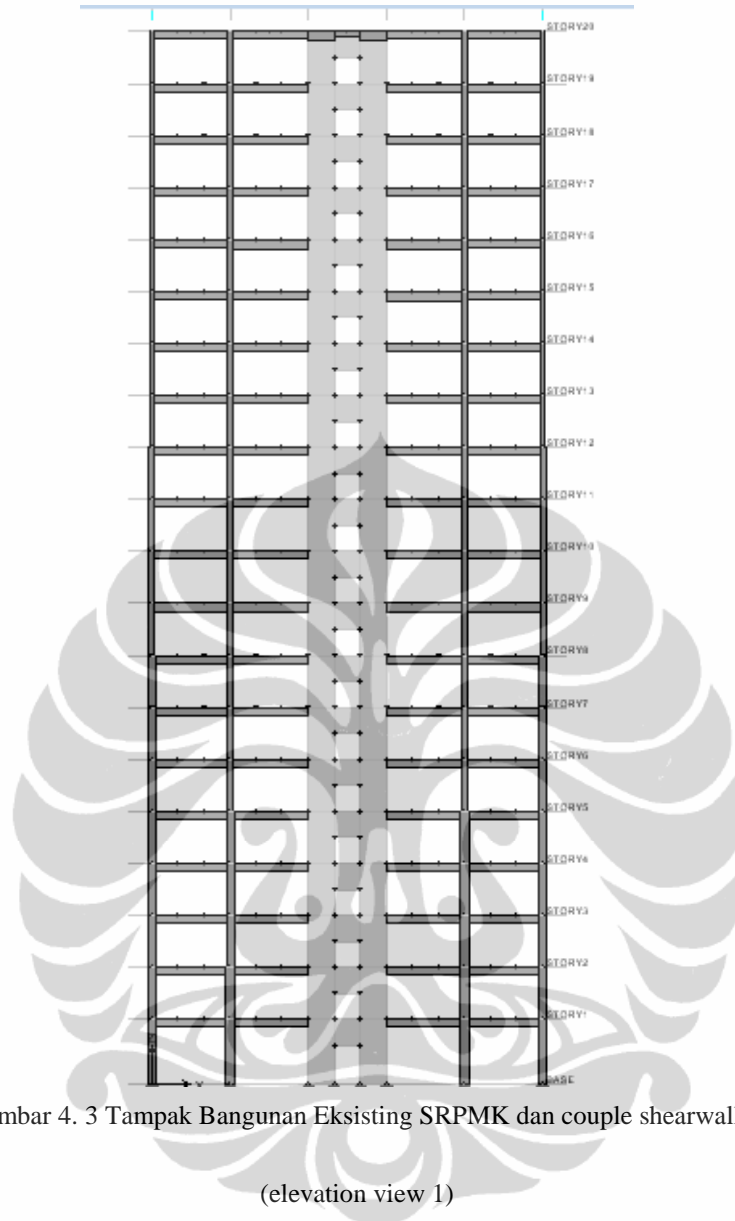
Gambar 4.1 Denah Struktur Eksisting

Struktur dimodelkan secara tiga dimensi dengan menggunakan software ETABS 9.6.0 sebagai gambaran bahwa setelah permodelan selesai dilakukan, melalui software ini struktur akan dianalisis kinerjanya secara static non linier (menggunakan FEMA 356).

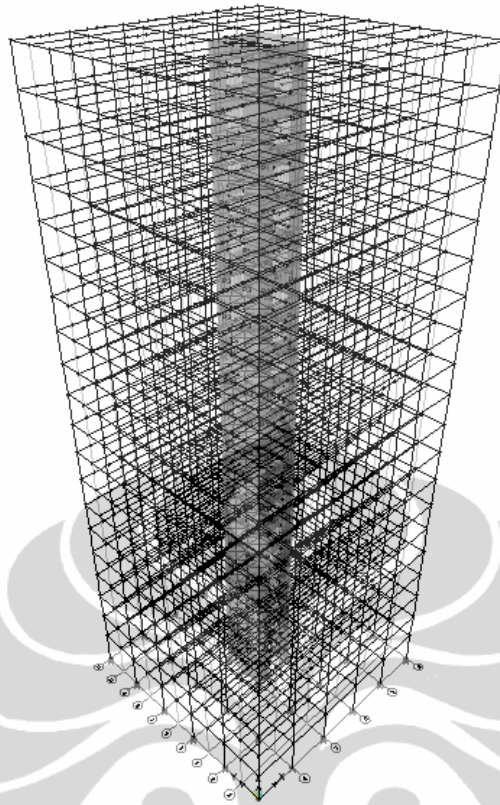
Berikut ini adalah tampak depan dan tiga dimensi dari struktur bangunan dual system yang akan diretrofitting :



Gambar 4.2 Tampak Bangunan Eksisting (elevation view 1)



Gambar 4. 3 Tampak Bangunan Eksisting SRPMK dan couple shearwall
(elevation view 1)



Gambar 4. 4 Tampak Bangunan Eksisting (3D)

4.2 Pembebanan

Beban mati tambahan yang bukan merupakan elemen struktur seperti finishing lantai, dinding partisi, dll. dihitung berdasarkan berat satuan (*specific gravity*) menurut tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SNI 03-1727-1989-F) sebagai berikut:

a. Beban mati pada plat lantai

$$\text{Berat finishing lantai (spesi+tegel) tebal 5 cm} = 0.05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat langit-langit+ penggantung} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat instalasi ME} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban mati lantai} = 150 \text{ kg/m}^2$$

Beban mati pada plat atap dihitung sebagai berikut:

$$\text{Berat waterproofing dengan aspal tebal 2 cm} = 0.02 \times 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat instalasi ME+penggantung} = 72 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban mati atap beton} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Beban mati pada balok

Beban dinding pasangan bata $\frac{1}{2}$ batu = $4.0 \times 250 = 1000 \text{ kg/m}$

Beban mati pada balok anak

Beban finishing arsitektural dan plumbing = 275 kg/m

b. Beban Hidup

Beban hidup yang bekerja pada lantai bangunan menurut tata cara perencanaan pembebanan (SNI 03-1727-1989-F) adalah 250 kg/m^2 untuk lantai dan 100 kg/m^2 untuk atap.

c. Beban lift

Beban lift dimodelkan dengan memberikan beban terpusat searah gravitasi di puncak shearwall.

- Jumlah lift : 3 lift pada masing-masing baris

- Beban mati : 500 kg/lift

Beban hidup : 1500 kg/lift ($15 \text{ org} @ 100 \text{ kg}$)

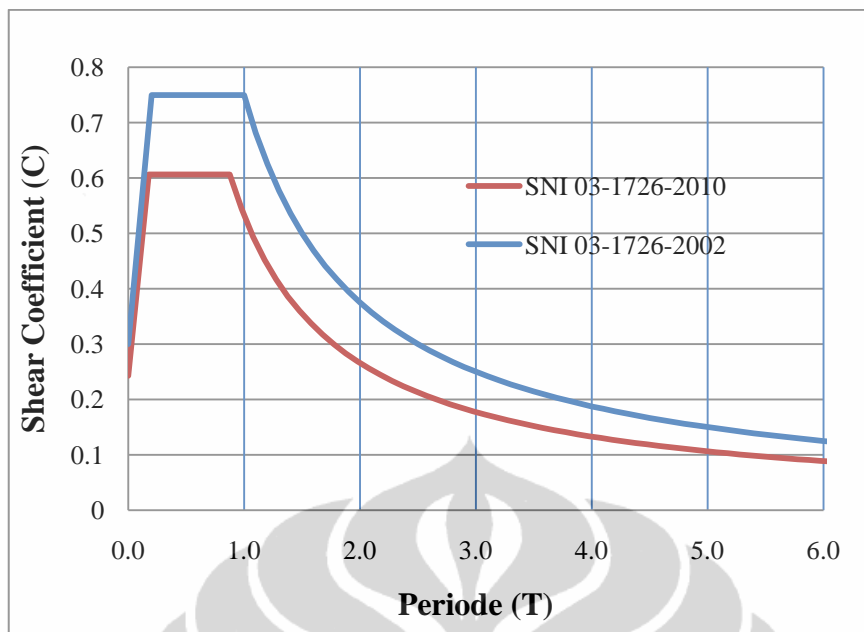
d. Beban Tanggga

Beban Super Dead (SDL) = 150 kg/ m^2

Beban Hidup (LL) = 150 kg/ m^2

e. Beban Gempa

Beban gempa dihitung dengan cara dinamik dengan menggunakan *spectrum respons analysis*. Kurva respons spectrum gempa rencana untuk wilayah gempa zona 3 (Jakarta) dengan kondisi tanah lunak menurut SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2010 adalah seperti dibawah ini :



Gambar 4. 5 Grafik fungsi spektrum respons

Untuk pembuatan respons spektrum SNI 03-1726-2010 dijabarkan pada lampiran 1.

Faktor reduksi Gempa (R) : 8.5 (daktail penuh) untuk SNI 2002
 : 7 (untuk SNI 2010)
 Faktor keutamaan (I) : 1 (perkantoran)

Tahapan pemodelan beban gempa dinamik sebagai berikut:

1. Damping 5%

2. Modal Combination

Perpindahan ragam spectrum respons dikombinasikan secara statistic (SRSS atau CQC) untuk mendapatkan perpindahan sistem. Pada penelitian ini digunakan CQC

3. Directional combination

Gaya-gaya komponen di kombinasikan secara statistic (SRSS atau CQC) untuk menentukan gaya rencana. Pada penelitian ini digunakan SRSS

4. Input respons spectra

Input respons spektra di lakukan dengan memasukkan faktor pengali sebesar I.g/R= 9.8 x 1/8.5=1.154

5. Nilai eksentrisitas dihitung :

Universitas Indonesia

Dari gambar di atas diperoleh $b = 30 \text{ m}$

Untuk $0 < e < 0.3b$, Eksentrisitas rencana (e_d) = $e_d = 1.5e + 0.05b$ atau $e_d = e - 0.05b$ diambil nilai yang terbesar dari kedua nilai.

Tabel 4.1 Nilai eksentrisitas arah X

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x \text{ (m)}$	$ed=1.5e + 0.05 b$	$ed=e - 0.05 b$	MAX (m)
STORY20	15.00	15.00	14.99	15.03	-0.01	1.49	-1.51	1.5
STORY19	14.98	15.01	14.98	15.03	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY18	14.97	15.00	14.98	15.02	0.01	1.51	-1.49	1.5
STORY17	14.99	15.00	14.98	15.01	-0.01	1.49	-1.51	1.5
STORY16	14.99	15.00	14.99	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY15	15.00	15.00	14.99	15.00	-0.01	1.48	-1.51	1.5
STORY14	15.00	14.99	14.99	15.00	-0.01	1.49	-1.51	1.5
STORY13	15.00	15.00	14.99	15.00	0.00	1.49	-1.51	1.5
STORY12	14.99	15.00	14.99	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY11	14.99	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY10	14.99	15.00	15.00	15.00	0.01	1.51	-1.49	1.5
STORY9	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY8	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY7	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY6	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY5	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY4	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY3	15.00	15.00	14.99	15.00	0.00	1.50	-1.50	1.5
STORY2	15.00	15.00	14.99	15.00	0.00	1.49	-1.50	1.5
STORY1	14.99	15.00	14.98	15.00	-0.01	1.49	-1.51	1.5

Tabel 4.2 Nilai eksentrisitas arah Y

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x (m)	$ed=1.5e + 0.05 b$	$ed=e - 0.05 b$	MAX (m)
STORY20	15.00	15.00	14.99	15.03	0.03	1.54	1.47	1.5
STORY19	14.98	15.01	14.98	15.03	0.02	1.53	1.48	1.5
STORY18	14.97	15.00	14.98	15.02	0.01	1.52	1.49	1.5
STORY17	14.99	15.00	14.98	15.01	0.01	1.52	1.49	1.5
STORY16	14.99	15.00	14.99	15.00	0.00	1.51	1.50	1.5
STORY15	15.00	15.00	14.99	15.00	0.00	1.49	1.50	1.5
STORY14	15.00	14.99	14.99	15.00	0.01	1.52	1.49	1.5
STORY13	15.00	15.00	14.99	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY12	14.99	15.00	14.99	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY11	14.99	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY10	14.99	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY9	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY8	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY7	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY6	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY5	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY4	15.00	15.00	15.00	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY3	15.00	15.00	14.99	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY2	15.00	15.00	14.99	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5
STORY1	14.99	15.00	14.98	15.00	0.00	1.50	1.50	1.5

4.2.1 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembebanan untuk analisa Respons spektrum Akibat Gempa Arah X dan Y sebagai berikut:

1.4 D

1,2 D +1.6 L

1,2 D +1.0 L + EX+0.3EY

1,2 D +1.0 L + 0.3 EX+EY

0.9D + EX + 0.3EY

0.9D + 0.3EX + EY

Kombinasi pembebanan untuk analisa statik ekuivalen akibat gempa arah x dan y, terdiri dari 18 kombinasi sebagai berikut;

Tabel 4.3 Kombinasi Pembebanan Metoda Statik Ekuivalen

NO	D	SD	LL	EX	EY
1	1.4	1.4			
2	1.2	1.2	1.6		
3	1.2	1.2	1	1	0.3
4	1.2	1.2	1	1	-0.3
5	1.2	1.2	1	-1	0.3
6	1.2	1.2	1	-1	-0.3
7	1.2	1.2	1	0.3	1
8	1.2	1.2	1	0.3	-1
9	1.2	1.2	1	-0.3	1
10	1.2	1.2	1	-0.3	-1
11	0.9			1	0.3
12	0.9			1	-0.3
13	0.9			-1	0.3
14	0.9			-1	-0.3
15	0.9			0.3	1
16	0.9			0.3	-1
17	0.9			-0.3	1
18	0.9			-0.3	-1

4.3 Koefisien Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan ϕ , diterapkan pada kekuatan nominal untuk mendapatkan rencana yang dimiliki oleh sebuah elemen beton bertulang. Faktor ϕ yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\Phi \text{ tension control} = 0,8$$

$$\Phi \text{ compression controlled tied} = 0,65$$

$$\Phi \text{ shear and torsion} = 0,75$$

$$\Phi \text{ shear seismic} = 0,55$$

$$\Phi \text{ Shear joint} = 0,8$$

4.4 Pemodelan Elemen Struktur

Dalam pembuatan model struktur pada software ETABS 9.6, masing-masing elemen struktur digambarkan dengan sistem grid dengan titik pusat sumbu pada lokasi pusat massa bangunan di lantai dasar.

Portal beton bertulang 20 lantai pada gambar di bawah ini terletak di atas tanah lunak dengan data-data sebagai berikut :

Universitas Indonesia

- Mutu beton:
 - Balok : 40 MPa
 - Kolom : 45 MPa
 - Dinding geser : 45 MPa
 - Mutu baja tulangan : kolom 400 MPa, balok 240 MPa
 - Tinggi lantai : 5.0 m (lantai 1) dan 4.0 m (lantai 2-20)
- a) Balok

Balok dimodelkan sebagai elemen frame dengan memiliki hubungan (joint) yang kaku sehingga momen-momen maksimum tempat terjadinya sendi plastis adalah pada kedua ujung balok. Untuk memperhitungkan pengaruh retak pada beton ketika terjadinya gempa, momen inersia penampang balok direduksi sehingga momen inersia efektif yang digunakan hanya 70 % dari momen inersia awal. Faktor reduksi inersia ini berdasarkan SNI-03-2847-2002. Berikut ini adalah salah satu contoh penampang balok yang digunakan:

Tabel 4. 4 Dimensi Balok

Lantai	Tipe balok	As tulangan terpasang atas(mm ²)	Jumlah tulangan atas	As tulangan terpasang bawah(mm ²)	Jumlah tulangan bawah
Lantai 1	B40×60	1963	4D25	804	4D16
	B35×35	603	3D16	402	2D16
	B25×40(b. anak)	804	4D16	402	2D16
	B50×70	6433	8D32	3217	4D32

Untuk tipe balok yang digunakan pada lantai selanjutnya sama dengan lantai 1 namun jumlah tulangan yang berbeda di tampilkan pada lampiran x.

b) Kolom

Kolom dimodelkan sebagai elemen frame dengan memiliki hubungan (joint) yang kaku sehingga momen-momen maksimum tempat terjadinya sendi plastis adalah pada kedua ujung kolom, namun begitu kolom yang diperbolehkan

plastis hanya kaki-kaki kolom lantai dasar. Inersia kolom direduksi menjadi 70% dari momen inersia awal. Berikut ini adalah penampang kolom yang digunakan :

Tabel 4. 5 Dimensi kolom

Tipe	B(m)	H(m)	Tulangan
Kolom 80	80	80	20D32
Kolom 70	70	70	20D25
Kolom 65	65	65	20D25
Kolom 60	60	60	20D25
Kolom 55	55	55	20D25
Kolom 50	50	50	20D25
Kolom 45	45	45	12D20

c) Dinding Geser

Dinding geser adalah tipe couple shearwall. Tipe ini terdiri dari pier dan spandrel Dinding geser dimodelkan sebagai elemen wall dengan tipe shell sehingga hanya diizinkan berdeformasi searah bidang dinding geser tersebut tanpa adanya rotasi. Dengan memperhatikan ketebalan dalam menjamin workability, kuat geser yang diperlukan dan persyaratan stabilitas, maka di desain tebal dinding geser sebagai berikut:

Lantai 1- 5 = 60 cm

Lantai 6-10 = 55 cm

Lantai 11-15 = 50 cm

Lantai 16-20 = 30 cm

Dinding geser dimodelkan sebagai pier dan diassign sebagai general reinforcing for section, karena dinding mempunyai variasi dimensi. Modelisasi dinding geser terdiri dari 2 model yaitu :

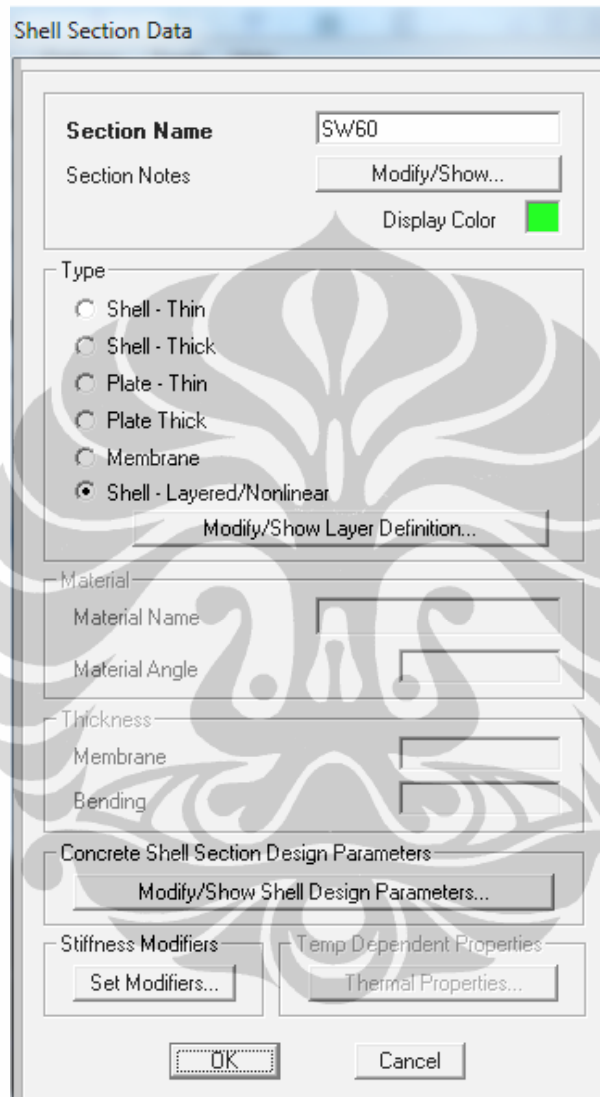
1 Modelisasi linier dinding geser

Modelisasi dilakukan dengan program ETABS 9.6.0 untuk melihat perilaku elastis dari dinding geser. Dinding di define sebagai panel dan elemen batas sebagai kolom.

2. Modelisasi nonlinier dinding geser

Modelisasi nonlinier dari dinding geser dilakukan dengan program SAP 2000. Modelisasi ini dilakukan untuk melihat perilaku nonlinier. Adapun tahap pemodelan sebagai berikut:

Tipe setion dipilih shell – layered non linier

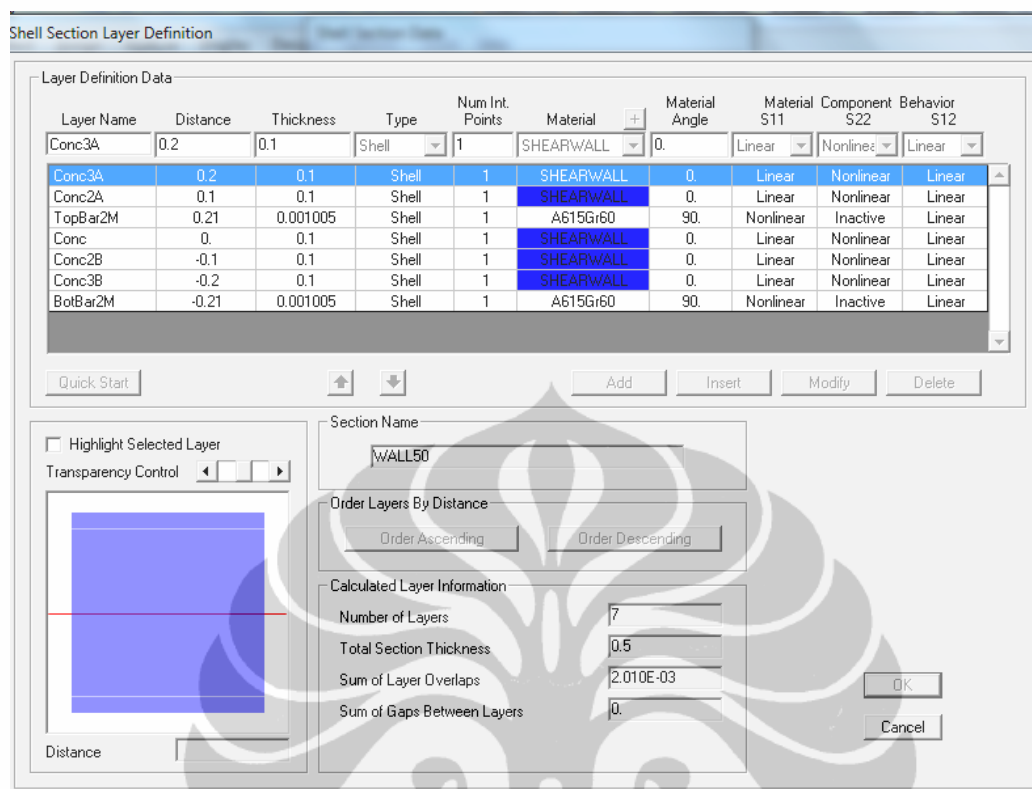


Gambar 4. 6 Setion shell – layered non linier

Tipe ini digunakan karena dapat menunjukkan posisi tulangan sebenarnya tiap layer/lapisan dan dapat menunjukkan sifat nonlinier material.

a. Mendefinisikan lapisan dinding geser non linier

Pendefinisian penampang dijabarkan secara detail yaitu tebal lapisan beton, tebal lapisan tulangan, tipe material, dan perilaku material, baik linier maupun nonlinier. Pemodelan nonlinier dapat dilihat pada gambar di bawah ini:



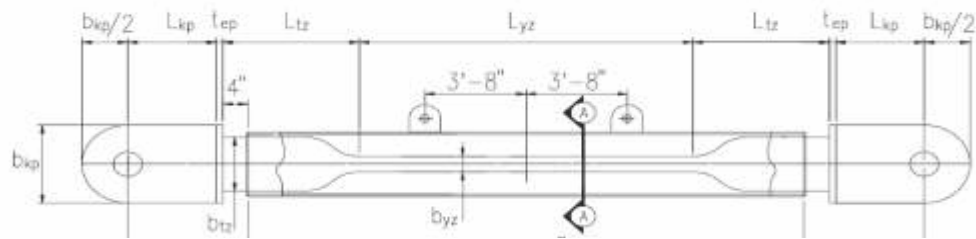
Gambar 4. 7 Definisi lapisan dinding geser nonlinier

d) Pelat

Pemodelan struktur dalam tesis ini menggunakan tebal pelat lantai 120 mm model dua arah membran, sehingga beban yang bekerja nantinya akan didistribusikan ke balok pada kedua arah bidang tegak lurus pelat yang dimaksud. Pelat lantai juga dimodelkan untuk bekerja sebagai rigid diaphragm karena lantai tingkat dan dengan ikatan struktur gedung model dianggap sangat kaku pada bidangnya terhadap beban kerja horizontal.

e) Buckling restrained brace (BRB)

Tipe penampang *Buckling restrained braces* yang digunakan berdasarkan hasil penelitian yang dilakukan oleh Steve merritt, Chia-ming uang dan Gianmario benzoni dari *University of California, San Diego Department of Struktural Engineering La Jolla* [20] dimana hasilnya menunjukkan kurva histerisis yang sangat stabil tekan-tariknya dan simetrikal.



Gambar 4. 8 Propertis Penampang

Tabel 4. 6 Dimensi Penampang inti (core steel)

Specimen	Dimensi baja inti					
	No. of plates	t_{cp} (in)	Zona Transisi		Zona Leleh	
			b_{tz} (in)	L_{tz} (in)	B_{yz} (in)	L_{yz} (in)
1	2	0.75	10	23.00	2.53	176.0
2	2	0.75	10	21.28	3.97	179.4
3	2	0.75	10	19.36	5.56	183.3
4	2	1.00	10	18.44	6.33	185.1
5	4	0.75	10	18.89	5.95	184.2
6	6	0.75	10	21.28	3.97	179.4
7	6	0.75	10	18.41	6.34	185.2
8	8	0.75	10	20.33	4.77	181.3

Sumber : *Seismic provisions for steel buildings, march 9,2005, incl. Supplement No. 1 American Institute of Steel Constuction, Inc.*

Tabel 4. 7 Dimensi Penampang HSS dan Konfigurasi Collar

Specimen	HSS Configuration	Collar Plate size
1	Satu-12×10× $\frac{3}{8}$ ''	$\frac{3}{8}$ '' × 36'' long
2	Satu -12×10× $\frac{3}{8}$ ''	$\frac{3}{8}$ '' × 36'' long
3	Satu -12×10× $\frac{3}{8}$ ''	$\frac{3}{8}$ '' × 36'' long
4	Satu -12×10× $\frac{3}{8}$ ''	$\frac{1}{2}$ '' × 48'' long
5	Dua -12×8× $\frac{1}{2}$ ''	$\frac{1}{2}$ '' × 48'' long
6	Dua -12×8× $\frac{1}{2}$ '' , 1-12×12× $\frac{1}{2}$ ''	$\frac{5}{8}$ '' × 60'' long
7	Dua -12×8× $\frac{1}{2}$ '' , 1-12×12× $\frac{1}{2}$ ''	$\frac{5}{6}$ '' × 60'' long
8	Empat-12×8× $\frac{1}{2}$ ''	$\frac{3}{4}$ '' × 60'' long

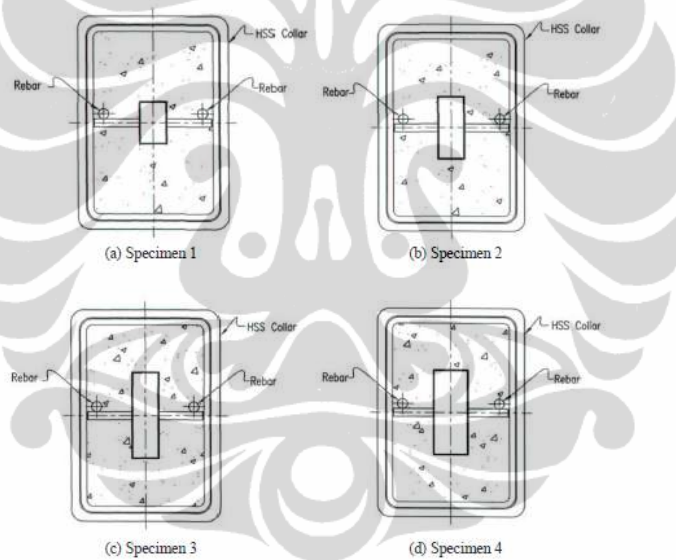
Sumber : *Seismic provisions for steel buildings, march 9,2005, incl. Supplement No. 1 American Institute of Steel Constuction, Inc.*

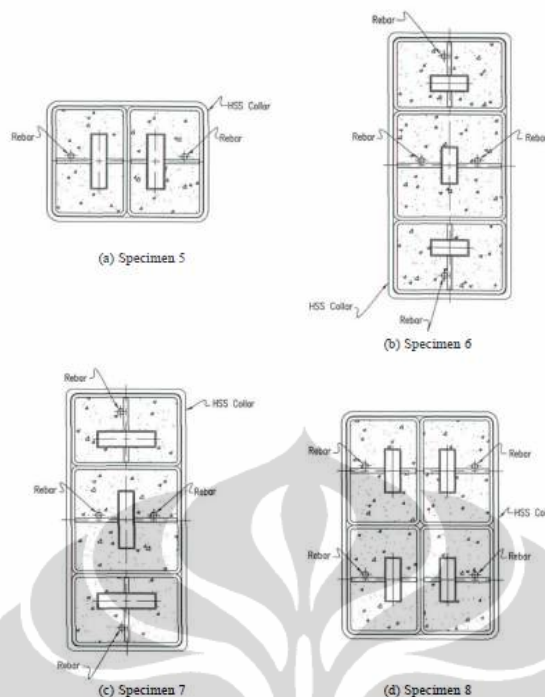
Tabel 4. 8 Geometri Penampang

Specimen	Knife Plate			End Plate t_{cp} (in)
	t_{cp} (in)	b_{kp} (in)	L_{kp} (in)	
1	1.5	14.5	14.0	1.0
2	1.5	14.5	14.0	1.0
3	1.5	14.5	13.0	2.0
4	1.5	14.5	13.0	2.0
5	1.5	18.5	13.0	3.0
6	1.5	22.0	12.0	3.0
7	1.5	22.0	12.0	3.0
8	1.5	22.0	12.0	3.0

Sumber : Seismic provisions for steel buildings, march 9,2005, incl. Supplement No. 1 American Institute of Steel Constuction, Inc.

Berikut ini adalah tipe penampang *Buckling restrained braces* yang digunakan :





Gambar 4. 9 Penampang BRB

4.5 Pemodelan Struktur *Dual System*

Menurut SNI 03-1726-2002 bahwa dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari kombinasi dinding-dinding geser dan rangka-rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang direncanakan secara terpisah dipikul oleh rangka-rangka terbuka tidak boleh kurang dari 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.

Menurut SNI 03-1726-2010 bahwa kuat dinding geser dari sistem dinding geser-rangka interaktif harus paling sedikit memikul paling sedikit 75% dari geser tingkat. Rangka dari sistem interaktif dinding geser-rangka harus mampu menahan paling sedikit 25% geser tingkat desain pada setiap tingkat.

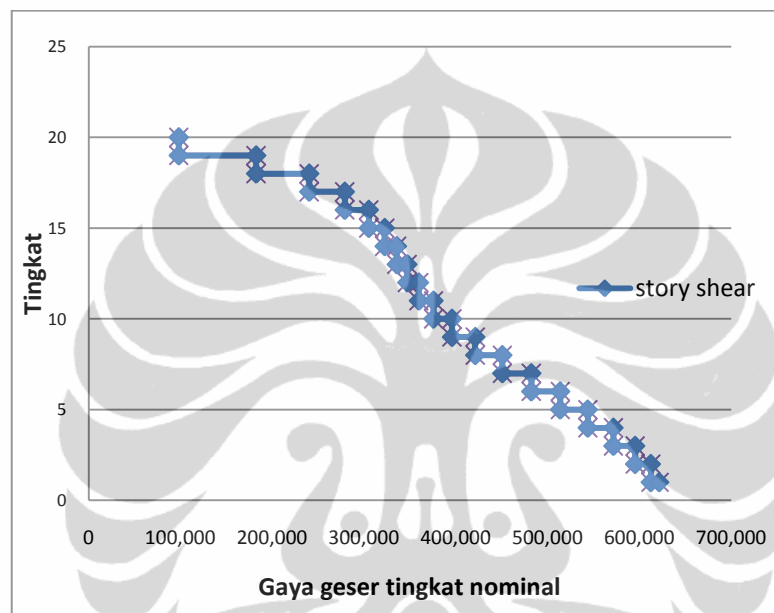
Untuk memenuhi persyaratan tersebut maka pemodelan struktur dual sistem dilakukan sebagai berikut:

- Model DS02-a dan Model DS10-a.

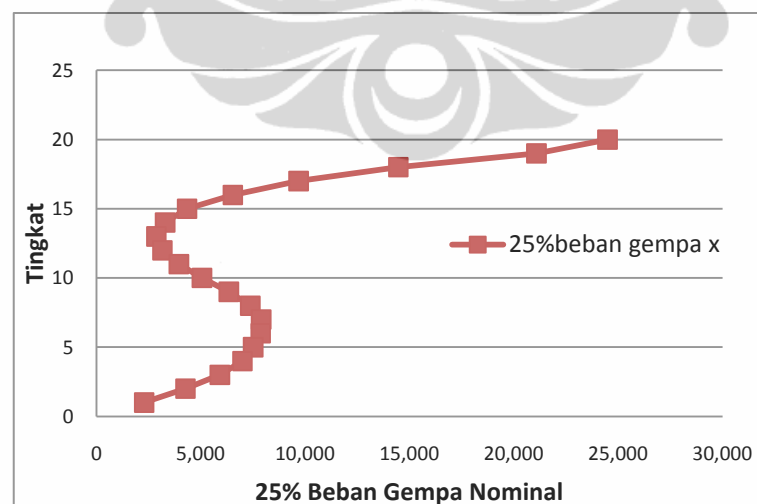
Diperiksa besarnya gaya dalam (f_x) di dasar bangunan yang diterima kolom dan shear wall setelah diberikan beban gempa 100%.Selanjutnya di cek partisipasi shearwall dalam menahan gaya geser dan juga dilihat rasio tulangan yang dihasilkan.

- Model DS02-b dan Model DS10-b.

Struktur terpisah dari shearwall diberikan 25 % beban gempa dinamik. beban gempa dinami yang diperoleh dari selisih antara gaya geser hasil analisis dinamik respons spektrum (V_{CQC}) dikalikan 25%. Selanjutnya di cek apakah struktur secara terpisah mampu menahan 25% gaya gempa, juga dilihat rasio tulangan yang dihasilkan. Berikut ini disajikan beban gempa dinamik :



Gambar 4. 10 Grafik Gaya Geser Tingkat Nominal



Gambar 4. 11 Grafik beban gempa 25% beban gempa nominal statik

4.6 Pemodelan Sendi Plastis

Pembentukan sendi plastis memberikan pengaruh bagi perilaku non elastik struktur. Kondisi awal elemen yang kaku menjadi sendi sehingga perlu dilakukan pendefinisian sendi plastis dalam model struktur. Proses sendi plastis yang di define pada rangka memberikan batasan perpindahan akibat gaya rotasi akibat momen sehingga terbentuk sendi plastis pada lokasi yang ditentukan. Sendi plastis diambil dari FEMA 356 tabel 5-6 untuk baja dan tabel 6-7 dan 6-8 untuk beton. Nilai propertis kriteria penerimaan sendi plastis berdasarkan FEMA 356 tersebut dimasukkan kedalam pemodelan sebagai default hinge. Penjabarannya adalah sebagai berikut:

1. Kolom, sendi plastis terbentuk pada kedua ujung akibat kombinasi lentur dan tekan, sehingga sendi plastis di define sebagai default PMM.
2. Balok, sendi plastis terbentuk pada kedua ujung akibat momen pada arah terlenturnya sehingga sendi plastis balok di define sebagai M3.
3. Bresing, sendi plastis dapat terbentuk pada tengah bentang akibat gaya aksial pada batang bresing. Kecuali untuk bresing tidak di assign sebagai default karena default pada SAP hanya untuk bresing tipe I, box, pipe, double channel dan double angle. Jadi dibuat sendi plastis manual dengan memasukkan variabel sesuai FEMA 356.

Evaluasi dilakukan untuk setiap titik yang berpotensi mengalami sendi plastis, yang lokasinya ditentukan dalam model analisis. Untuk menghindari keruntuhan pada sambungan yang bersifat getas seperti yang terjadi pada gempa Northridge maka semua sendi plastis pada balok dianggap terjadi di muka kolom dengan asumsi 0.05 L dari as. Minimum satu balok ada dua sendi plastis pada ujung-ujungnya.

BAB 5 HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bagian ini akan dibahas tentang hasil analisis periode alami struktur, optimasi posisi bresing optimum, perpindahan, analisis kekakuan struktur, parameter aktual non linier dan analisis keruntuhan struktur menggunakan analisis pushover. Masing masing parameter di atas dilihat dari masing-masing model struktur yaitu MODEL DS02, MODEL DS10 dan MODEL R.

5. I Hasil Analisis Struktur MODEL DS02

5.1.1 Periode Alami struktur

Untuk menghindari penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, maka perlu dilakukan kontrol terhadap waktu getar yang diperoleh. Persyaratan SNI 2002 membatasi nilai $T \leq \xi n$, untuk kasus pada penelitian ini gedung 20 lantai terletak diwilayah 3 maka ξ sebesar 0,18 dan $n= 20$, maka $T \leq 3,6$. diperoleh dari hasil analisa T sebesar 3,22 detik.

5.1.2 Kontrol Sistem Ganda (Partisipasi Dinding Geser dan Kolom dalam Menahan Beban Gempa) MODEL DS02

Sistem ganda yang terdiri dari SRPMK dan dinding geser mensyaratkan struktur SRPMK secara terpisah harus mampu menahan 25% dari beban gempa, tanpa memperhatikan keberadaan dinding geser. Maka untuk itu dilakukan analisis dengan dua model sebagai berikut:

- Model DS02-a. Struktur terdiri dari SRPMK dan dinding geser diberikan beban gempa 100%.

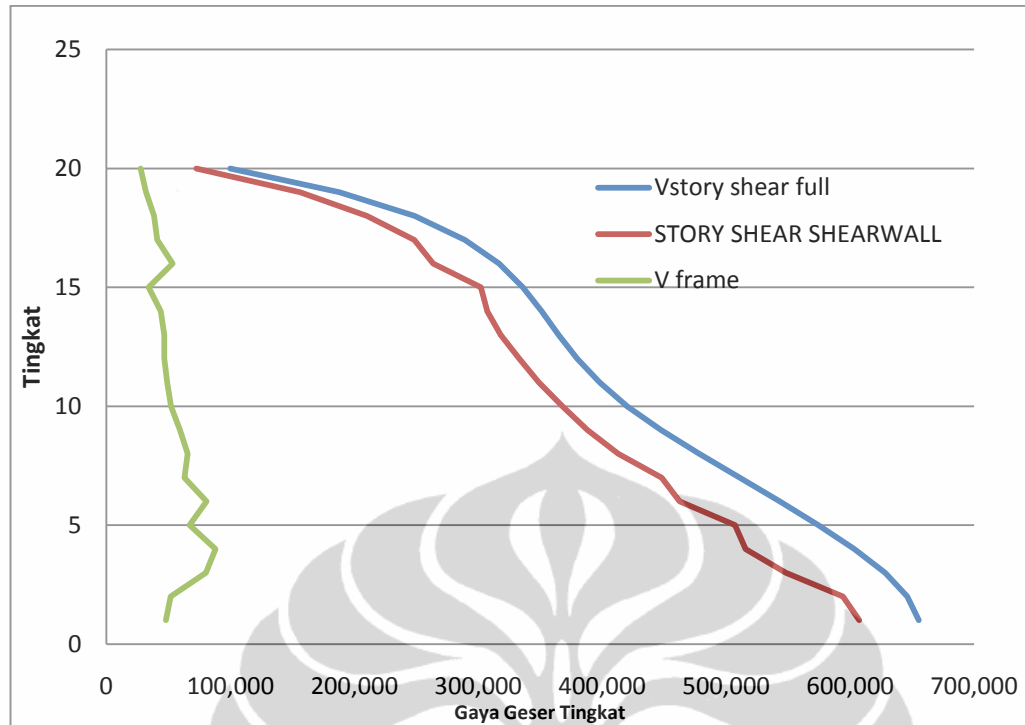
Tabel 5. 1 Persentase Komposisi Gaya Geser Dasar

Elemen struktur	% Gaya Gempa Arah X	% Gaya Gempa Arah Y
Portal	9.984	8.705
Dinding geser	90.016	91.295
Total	100	100

Jika dilihat berdasarkan gaya geser tingkat, diperoleh masing-masing persentasenya sebagai berikut:

Tabel 5. 2 Persentase elemen struktur dalam menahan beban gempa 100%

Lantai	V portal (kg)	Vdinding geser (kg)	V total (kg)	% Vportal	% V dinding geser
1	27,506.23	72,443.86	99,950.09	27.52	72.48
2	31,967.43	156,040.85	188,008.28	17.00	83.00
3	38,410.51	210,096.74	248,507.25	15.46	84.54
4	40,886.59	248,292.78	289,179.37	14.14	85.86
5	53,238.64	263,660.18	316,898.82	16.80	83.20
6	33,978.71	301,947.12	335,925.83	10.11	89.89
7	43,881.80	307,198.40	351,080.20	12.50	87.50
8	46,674.36	318,119.28	364,793.64	12.79	87.21
9	46,614.00	333,126.91	379,740.91	12.28	87.72
10	49,018.88	348,774.60	397,793.48	12.32	87.68
11	52,077.33	368,058.18	420,135.51	12.40	87.60
12	59,330.45	388,047.95	447,378.40	13.26	86.74
13	65,513.79	412,828.37	478,342.16	13.70	86.30
14	62,959.17	447,986.02	510,945.19	12.32	87.68
15	80,824.24	462,366.76	543,191.00	14.88	85.12
16	66,970.70	507,237.06	574,207.76	11.66	88.34
17	87,917.92	515,548.54	603,466.46	14.57	85.43
18	80,182.77	548,089.72	628,272.49	12.76	87.24
19	51,772.38	594,278.56	646,050.94	8.01	91.99
20	47,949.98	607,468.25	655,418.23	7.32	92.68



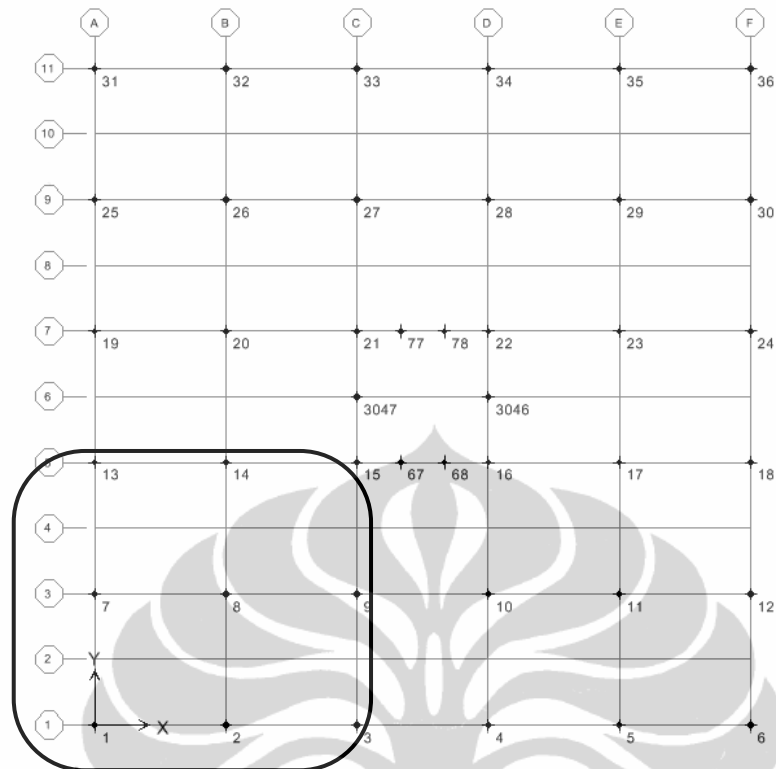
Gambar 5. 1 Patisipasi elemen dalam menahan gaya geser

Dari gambar di atas diperoleh bahwa partisipasi shearwall dominan karena lebih dari 75% mampu menahan gaya geser akibat gempa.

- Model DS02-b

Struktur hanya terdiri dari SRPMK dan elemen batas (boundary element) pada dinding geser, diberikan 25 % beban gempa dinamik. Hasil pada model ini menunjukkan bahwa struktur mampu menahan 25% gaya gempa, ditunjukkan dengan tidak ada elemen yang mengalami overstress. Namun bila dibandingkan dengan Model DS02-a, terdapat perbedaan pada rasio tulangan yang dihasilkan.

Untuk melihat rasio tulangan tersebut, Letak kolom yang ditampilkan adalah $\frac{1}{4}$ bagian dari denah yaitu sebagai berikut :



Gambar 5. 2 Kolom yang Ditinjau

Tabel 5. 3 Rasio Tulangan Kolom

Story	Tipe Kolom	SecID	%tulangan model DS02-a	%tulangan model DS02-b	selisih tulangan model2 - model1
STORY1	C1	K-70	2.09%	5.19%	3.10%
	C2	K-70	1.72%	3.00%	1.28%
	C3	K-70	1.56%	2.60%	1.04%
	C7	K-70	3.57%	5.14%	1.57%
	C8	K-70	1.81%	2.12%	0.31%
	C9	K-70	2.57%	3.02%	0.45%
	C13	K-70	4.01%	4.90%	0.89%
	C14	K-70	3.00%	4.92%	1.92%

Hasil menunjukkan bahwa persentase tulangan pada model DS02b lebih besar dari model DS02a. Persentase tulangan yang digunakan adalah yang terbesar dari kedua mode tersebut. Sehingga dapat dikatakan apabila dikenai gaya

gempa 100 % maka struktur SRPMK secara tersendiri mampu menahan gaya gempa dan tidak terjadi keruntuhan yang bersamaan dengan shearwall.

5. 1.3 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai SNI 1726-2002 jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam mencakup partisipasi sekurang kurangnya 90%. Dalam analisis dinamik yang dilakukan, digunakan 15 ragam pola getar dan partisipasi massa. Hasilnya menunjukkan struktur memenuhi syarat partisipasi massa. Berikut ini ditampilkan partisipasi massa menahan gaya geser :

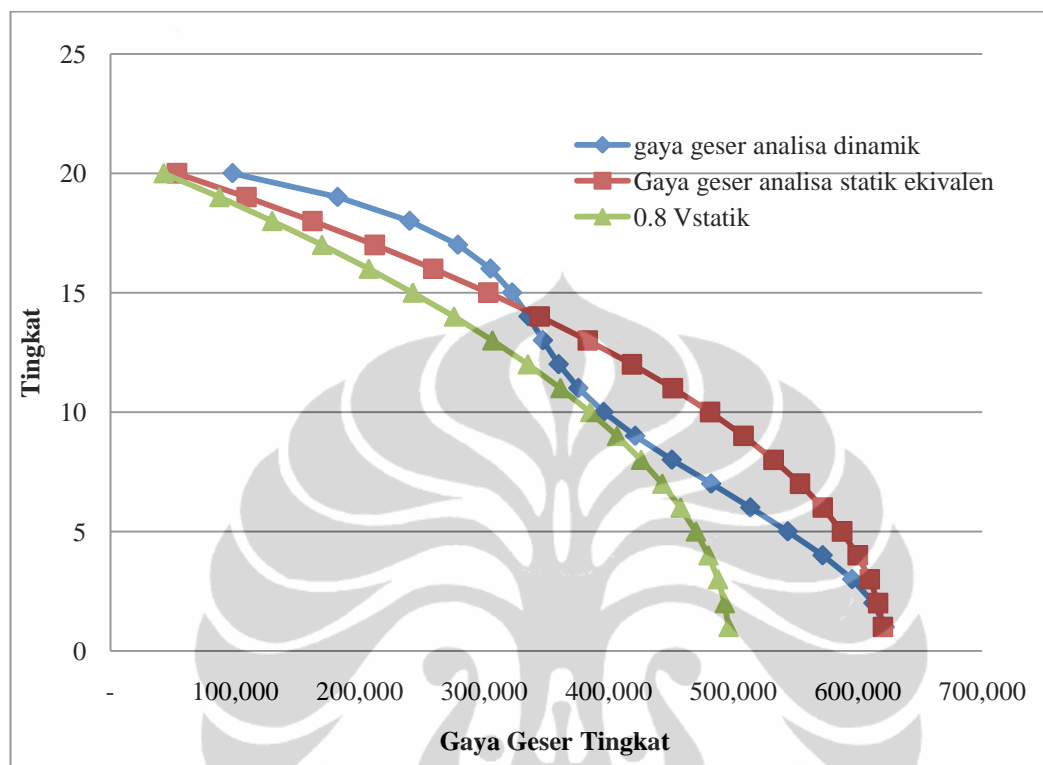
Tabel 5. 4 Partisipasi massa menahan gaya geser

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
1	3.219808	0.0039	66.3535	0.0004
2	3.108449	66.1354	66.3575	0.0008
3	2.337395	66.1357	66.3577	76.9142
4	0.854248	66.1409	66.369	88.4073
5	0.845664	66.1411	82.4038	88.4168
6	0.824989	83.2578	82.404	88.4205
7	0.525201	83.2579	82.404	93.5545
8	0.39037	90.222	82.4042	93.5547
9	0.385406	90.2222	89.0737	93.5547
10	0.371468	90.2225	89.0737	95.9649
11	0.289025	90.2225	89.0737	97.0004
12	0.240418	93.9598	89.0737	97.0008
13	0.236323	93.9617	89.0739	97.7313
14	0.225329	93.9617	92.7883	97.7313
15	0.198595	93.9618	92.7883	98.2995
16	0.173616	93.9653	92.7884	98.7034
17	0.171305	95.9426	92.7884	98.7041
18	0.155263	95.9426	92.7891	99.0379
19	0.152527	95.9426	95.0696	99.038
20	0.139102	95.9427	95.0697	99.2345

5.1.4 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh

diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama yaitu $V \geq 0.8V_1$, dimana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam pertama.

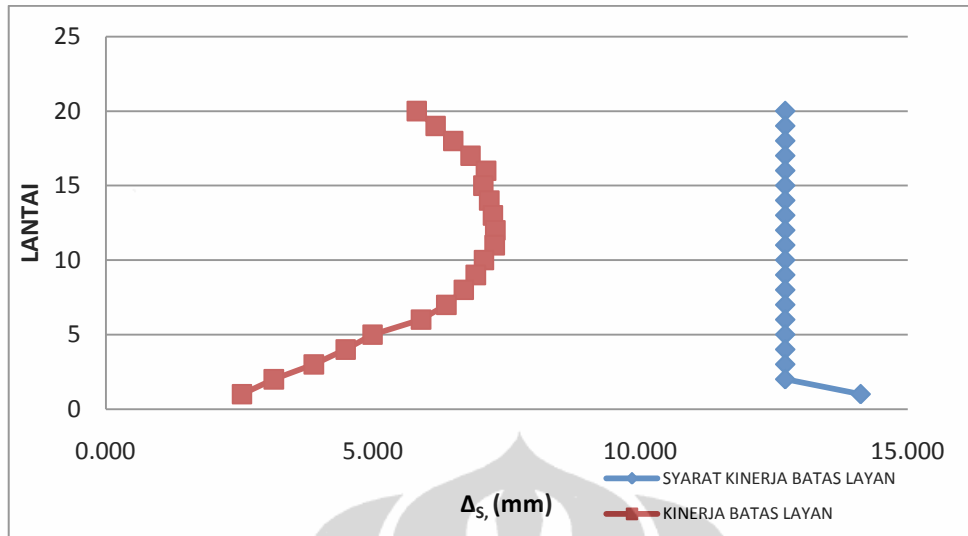


Gambar 5. 3 Diagram Gaya Geser Tingkat Nominal Sepanjang Tinggi Struktur Gedung

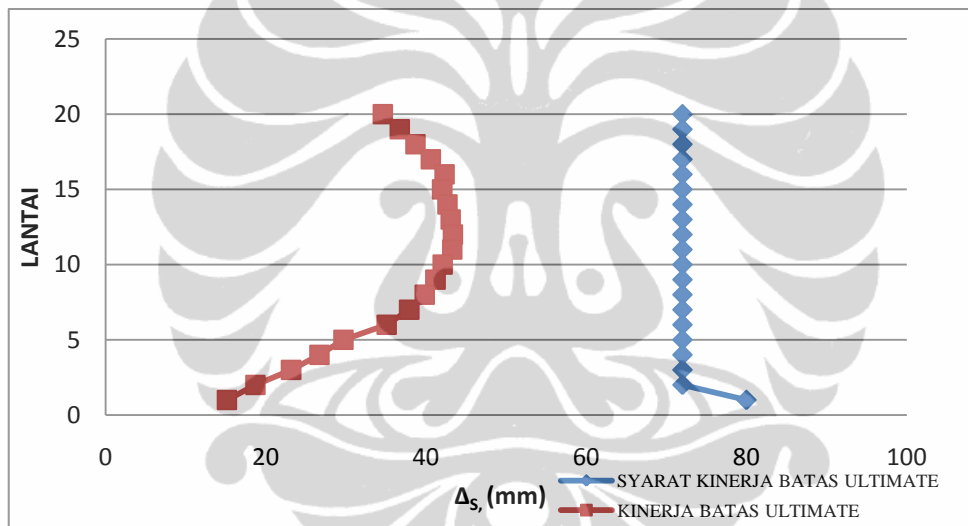
Maka dari hasil di atas dapat diketahui bahwa gaya geser tingkat nominal dari analisis respons dinamik tidak perlu dimodifikasi karena nilainya sudah $>0,8$ Gaya geser dasar statik ekivalen. Selanjutnya gaya geser tingkat nominal dari respons spektrum tersebut dijabarkan menjadi beban-beban gempa statik ekivalen. Hal ini digunakan untuk menentukan gaya-gaya internal di dalam unsur-unsur struktur gedung (Sesuai pasal A.7.2.4 SNI 03-1726-2002).

5.1.5 Kontrol Simpangan Struktur Terhadap Beban Gempa

Kinerja struktur gedung untuk nilai kekakuan, dapat dilihat dari simpangan antar tingkat akibat pengaruh beban gempa rencana). Simpangan ditinjau dalam dua kondisi yaitu kondisi batas layan dan kondisi batas ultimit.



Gambar 5. 4 Kinerja batas layan (Δ_s) akibat gempa nominal arah X



Gambar 5. 5 Kinerja batas ultimate (Δ_M) akibat gempa nominal arah X

Dari hasil di atas kurva kinerja layan dan ultimate masih berada di bawah grafik batas, artinya kekakuan struktur masih cukup ketika dikenai beban gempa yang di analisis dengan SNI 03-1726-2002.

5.2 Evaluasi Struktur dengan Model DS10a

5.2.1 Periode Alami struktur

Pada peraturan SNI 2010 persyaratan T adalah sebagai berikut :

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

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

$T_c < T_a$ → gunakan $T = T_a$

Dari hasil analisis struktur dengan metode respons spektrum (proses perhitungan terdapat pada lampiran 1) diperoleh nilai T (T_c) sebesar 3.22 detik. Sedangkan T_a diperoleh 1.3176 detik, maka digunakan $T = C_u T_a = 1.84464$ detik.

5.2.2 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai SNI 1726-2010 jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam mencakup partisipasi sekurang kurangnya 90%. Dalam analisis dinamik yang dilakukan, digunakan 15 ragam pola getar dan partisipasi massa yang disumbangkan masing-masing 90.22% pada mode ke 8 untuk translasi arah x (SUM UX), sebesar 92.79% pada mode ke 14 untuk translasi arah y (SUM UY) dan sebesar 93.55% pada mode ke 9 untuk rotasi arah sumbu z (SUM RZ). Dalam hal ini maka struktur memenuhi syarat partisipasi massa.

Tabel 5. 5 Partisipasi Massa

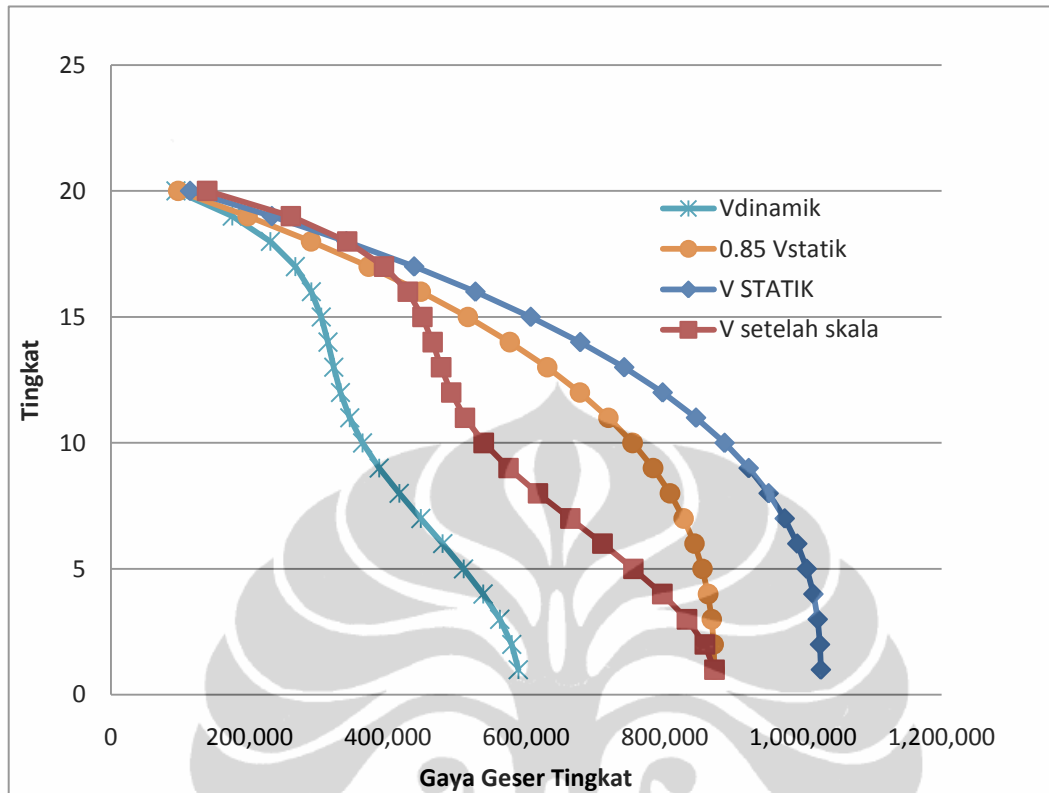
Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
1	3.22	0.00	66.35	0.00
2	3.10	66.13	66.35	0.00
3	2.33	66.13	66.35	76.91
4	0.85	66.13	66.36	88.40
5	0.84	66.13	82.40	88.41
6	0.82	83.25	82.40	88.42
7	0.52	83.25	82.40	93.55
8	0.39	90.22	82.40	93.55
9	0.38	90.22	89.07	93.55
10	0.37	90.22	89.07	95.96
11	0.29	90.22	89.07	97.00
12	0.24	93.96	89.07	97.00
13	0.24	93.96	89.07	97.73
14	0.22	93.96	92.79	97.73
15	0.20	93.96	92.79	98.30
16	0.17	93.96	92.79	98.70
17	0.17	95.94	92.79	98.70
18	0.15	95.94	92.79	99.04
19	0.15	95.94	95.07	99.04
20	0.14	95.94	95.07	99.23

5.2.3 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Sesuai SNI 03-1726-2010 bahwa jika gaya geser desain dari analisis ragam kurang dari 8% geser dasar (dengan batasan $T = Cu.Ta$), maka gaya elemen yang dihasilkan dari analisis ragam harus diskalakan sedemikian, hingga geser dasar tersebut adalah 0,85 kali geser dasar V_{statik} . Faktor skala gaya dan simpangan antar lantai adalah $0,85 V_{statik}/V_{cqc}$.

Tabel 5. 6 Gaya geser tingkat sebelum dan sesudah dikali faktor skala

Story	sebelum diskala terhadap 85% statik ekivalen	setelah diskala terhadap 85% statik ekivalen	sebelum diskala terhadap 85% statik ekivalen	setelah diskala terhadap 85% statik ekivalen
	VX	VX	VY	VY
20	79778	139448	80701	144760
19	149320	261004	148998	267270
18	196173	342901	194132	348230
17	226746	396341	223499	400907
16	246608	431059	242920	435744
15	259101	452895	255528	458361
14	268258	468901	264851	475084
13	276413	483156	273191	490043
12	286002	499918	282993	507627
11	298654	522031	295849	530688
10	315395	551295	312653	560829
9	336796	588703	333757	598685
8	361844	632486	358100	642352
7	388627	679301	383920	688666
6	415288	725902	409598	734727
5	441009	770861	434331	779093
4	465356	813419	457384	820446
3	486082	849647	476430	854609
2	500998	875720	489488	878034
1	508890	889513	495888	889513
0.85V _{statik}	889513.47		889513.47	
FS =	1.75		1.79	



Gambar 5. 6 Diagram Gaya Geser Tingkat Nominal Sepanjang Tinggi Struktur Gedung (SNI 03-1726-2010)

Berdasarkan hasil di atas, selanjutnya gaya geser tingkat nominal dari respons spektrum tersebut dijabarkan menjadi beban-beban gempa statik ekuivalen. Hal ini digunakan untuk menentukan gaya-gaya internal di dalam unsur-unsur struktur gedung

5.2.4 Kontrol Simpangan Struktur terhadap Pembebanan Gempa

Kinerja struktur gedung untuk kekakuan, dapat dilihat dari simpangan antar tingkat akibat pengaruh beban gempa rencana. Pada struktur yang diteliti termasuk dalam kategori resiko II, sehingga digunakan :

$$\Delta a = 0.02 h_{sx}$$

$$H_{sx} = 5000 \text{ mm} \rightarrow \Delta a = 100 \text{ m}$$

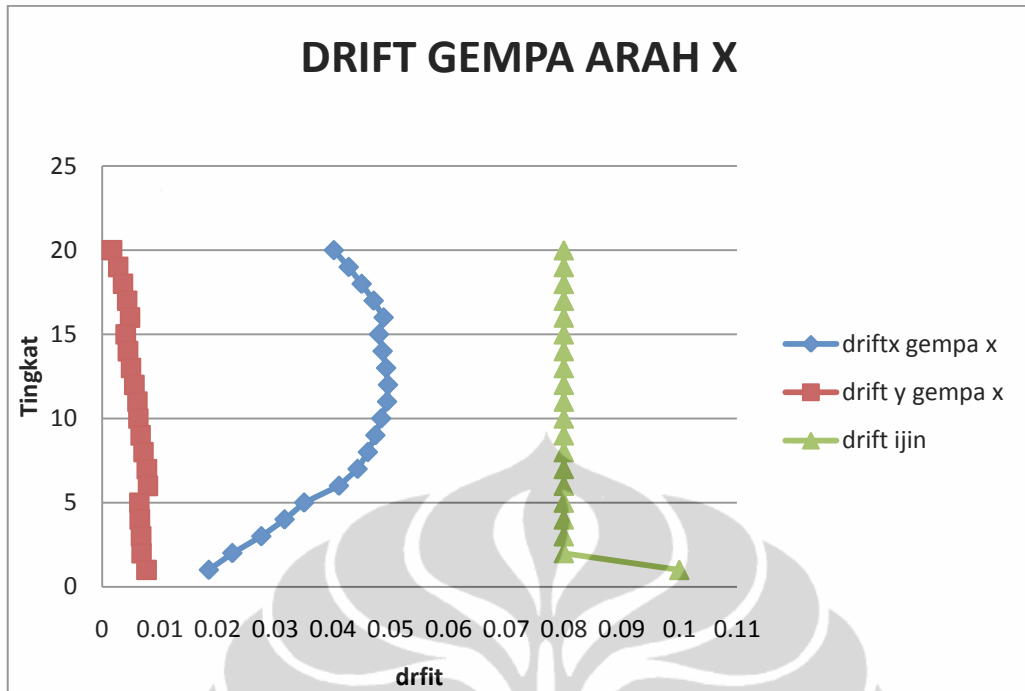
Pada tingkat tipikal :

$$H_{sx} = 4000 \text{ mm} \rightarrow \Delta a = 80 \text{ m}$$

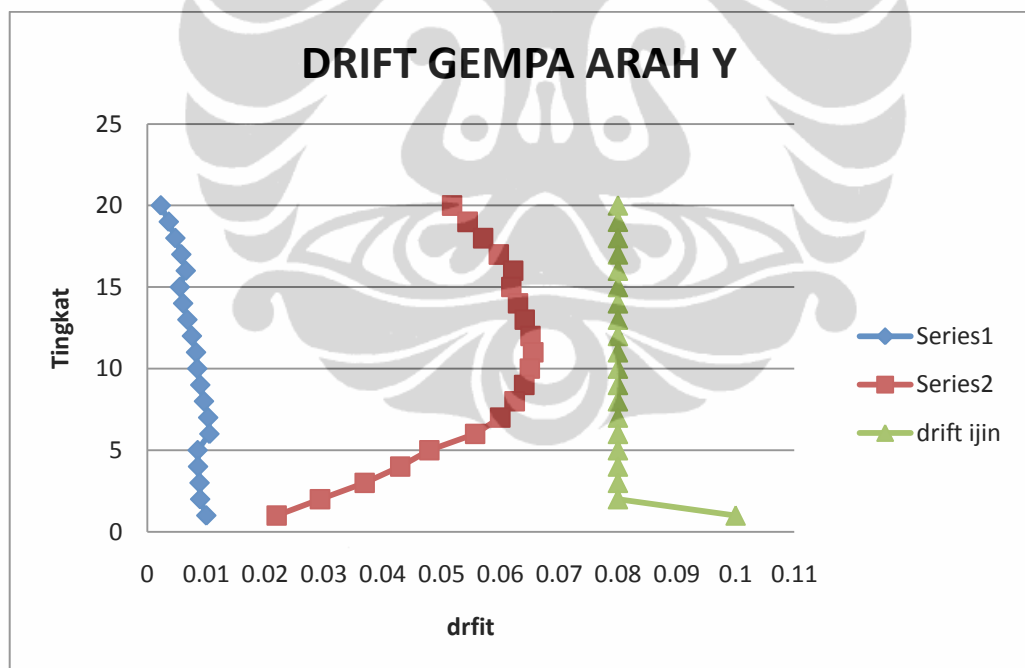
Perhitungan untuk setiap lantai dapat dilihat dalam tabel berikut ini:

Tabel 5. 7 Kontrol Simpangan Struktur terhadap Pembebanan Gempa

Lantai	beban lateral arah X			beban lateral arah Y		
	Hx (m)	δx (m)	δy (m)	δx (m)	δy (m)	syarat drift ijin Δa
20	81.0	0.04015	0.001705	0.0022715	0.051799	0.08
19	77.0	0.042724	0.002772	0.00363	0.054439	0.08
18	73.0	0.044957	0.0036025	0.004752	0.0570735	0.08
17	69.0	0.047047	0.0043285	0.005764	0.0597685	0.08
16	65.0	0.0487685	0.0048565	0.006523	0.0622105	0.08
15	61.0	0.04796	0.004092	0.0055055	0.0618805	0.08
14	57.0	0.0485925	0.004488	0.006072	0.0630025	0.08
13	53.0	0.049192	0.005016	0.006798	0.064174	0.08
12	49.0	0.049522	0.0055935	0.007568	0.065131	0.08
11	45.0	0.0493625	0.006116	0.008272	0.0656095	0.08
10	41.0	0.048345	0.00627	0.008481	0.065021	0.08
9	37.0	0.047333	0.006677	0.0089925	0.064075	0.08
8	33.0	0.046035	0.0071665	0.009625	0.0624525	0.08
7	29.0	0.044253	0.007744	0.01034	0.060005	0.08
6	25.0	0.0410355	0.007931	0.010549	0.055737	0.08
5	21.0	0.035002	0.006446	0.0085415	0.047949	0.08
4	17.0	0.0316085	0.006523	0.008613	0.0429935	0.08
3	13.0	0.0275825	0.0067485	0.0088715	0.03696	0.08
2	9.0	0.022561	0.006853	0.0089705	0.029359	0.08
1	5.0	0.0184965	0.007689	0.010021	0.0219615	0.1



Gambar 5. 7 Drift akibat gempa nominal arah X



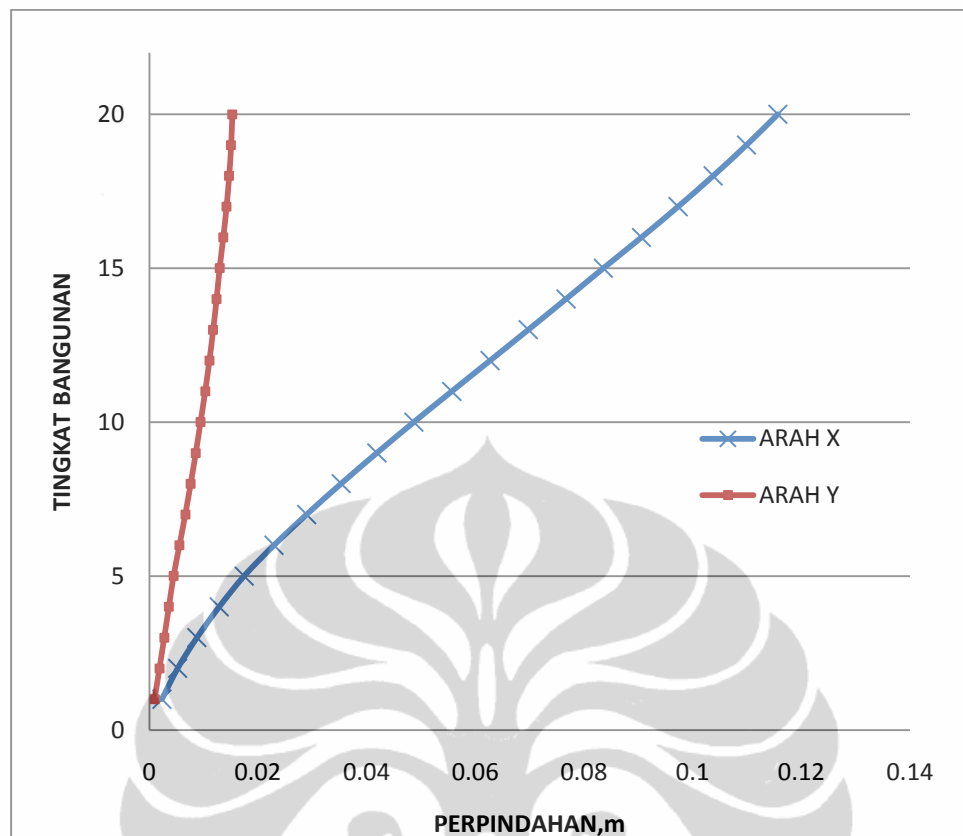
Gambar 5. 8 Drift akibat gempa nominal arah Y

Pemeriksaan pada simpangan struktur masih berada pada batas ijin layan dan ultimitnya.

Pemeriksaan perpindahan lantai

Berikut disajikan perpindahan struktur MODEL DS10-a

Universitas Indonesia



Gambar 5. 9 Grafik Perpindahan struktur

Perpindahan terbesar terjadi pada arah x sebesar 0.115 m dan perpindahan arah y sebesar 0.0115 m.

5.2.5 Kontrol Sistem Ganda (Partisipasi Dinding Geser dan Kolom dalam Menahan Beban Gempa) pada MODEL DS10

Sistem ganda yang terdiri dari SRPMK dan dinding geser mensyaratkan struktur SRPMK secara terpisah harus mampu menahan 25% dari beban gempa, tanpa memperhatikan keberadaan dinding geser. Maka untuk itu dilakukan analisis dengan dua model sebagai berikut:

- Model DS10-a. Struktur terdiri dari SRPMK dan dinding geser diberikan gaya gempa 100%. Diperiksa besarnya gaya dalam (base reaction) di dasar bangunan yang diterima kolom dan shear wall.

Tabel 5. 8 Persentase komposisi gaya geser dasar

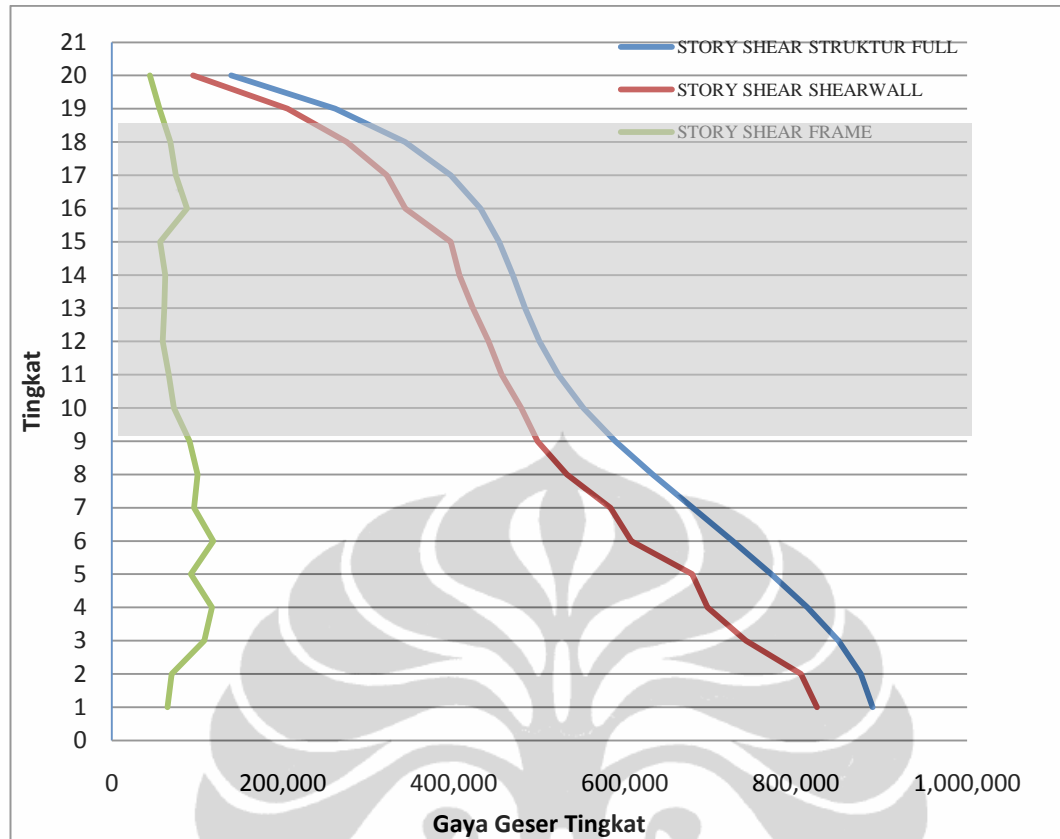
	% Gaya gempa arah X	% Gaya gempa arah Y
portal	9.974	11.243
dinding geser	90.026	88.757
total	100	100.000

Selain cara diatas, dilakukan juga pemeriksaan terhadap gaya geser tingkat seperti yang ditunjukkan pada tabel 5.5 sebagai berikut:

Tabel 5. 9 Persentase komposisi gaya geser tingkat nominal

V portal (kg)	Vdinding geser (kg)	V total (kg)	% Vportal	% V dinding geser
44,385.16	95,062.83	139,447.99	31.83	68.17
55,712.66	205,292.32	261,004.98	21.35	78.65
68,368.07	274,532.90	342,900.97	19.94	80.06
74,826.66	321,514.31	396,340.97	18.88	81.12
88,002.56	343,056.40	431,058.96	20.42	79.58
56,603.70	396,292.26	452,895.96	12.50	87.50
62,341.73	406,560.23	468,901.96	13.30	86.70
61,175.91	421,981.04	483,156.95	12.66	87.34
59,601.27	440,317.68	499,918.95	11.92	88.08
66,374.37	455,658.58	522,032.95	12.71	87.29
72,632.57	478,663.38	551,295.95	13.17	86.83
90,862.89	497,841.06	588,703.95	15.43	84.57
100,296.19	532,190.76	632,486.95	15.86	84.14
96,263.84	583,038.11	679,301.95	14.17	85.83
118,682.44	607,220.51	725,902.95	16.35	83.65
92,384.44	678,477.51	770,861.95	11.98	88.02
116,919.03	696,500.92	813,419.95	14.37	85.63
108,153.69	741,493.26	849,646.95	12.73	87.27
69,984.35	805,735.60	875,719.95	7.99	92.01
65,087.35	824,425.60	889,512.95	7.32	92.68

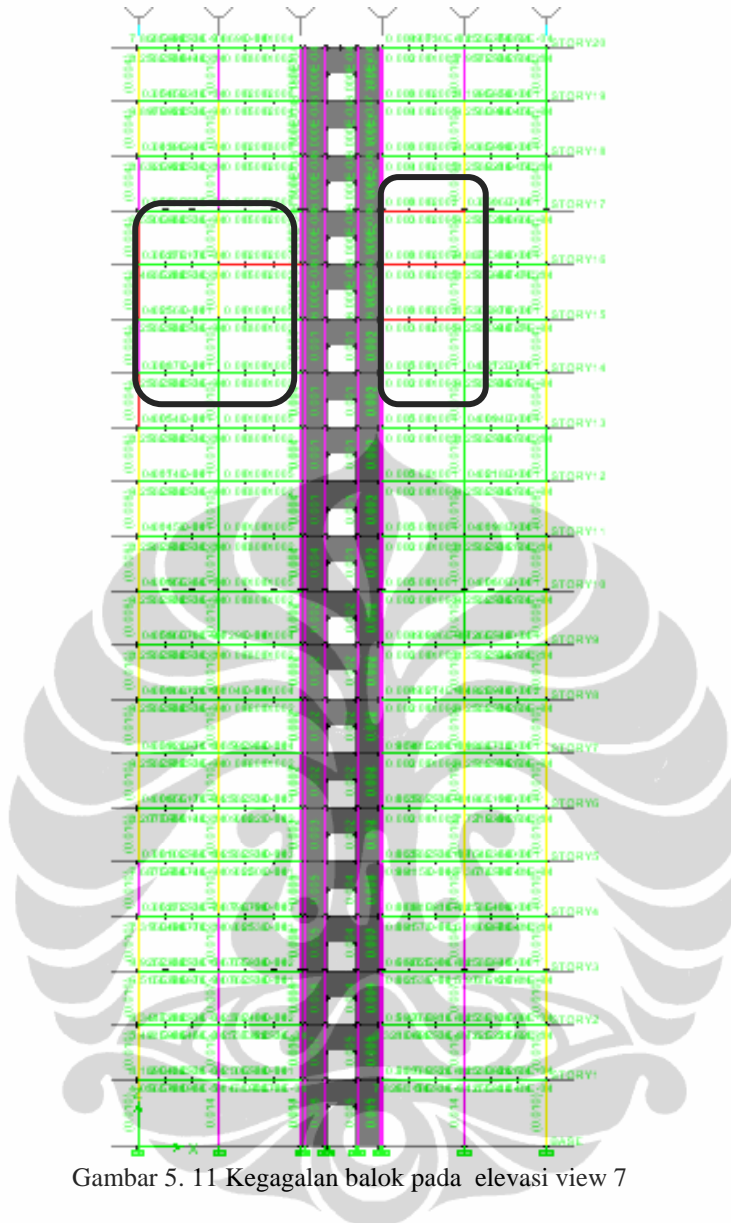
Dari tabel diatas dihasilkan persentase gaya geser yang dialami portal secara umum berada di bawah 25% dan persentase gaya geser yang dialami dinding geser berada diatas 80%. Hal ini sudah memenuhi syarat SNI 03-1726-2010.



Gambar 5. 10 Diagram Gaya geser tingkat 100% beban gempa

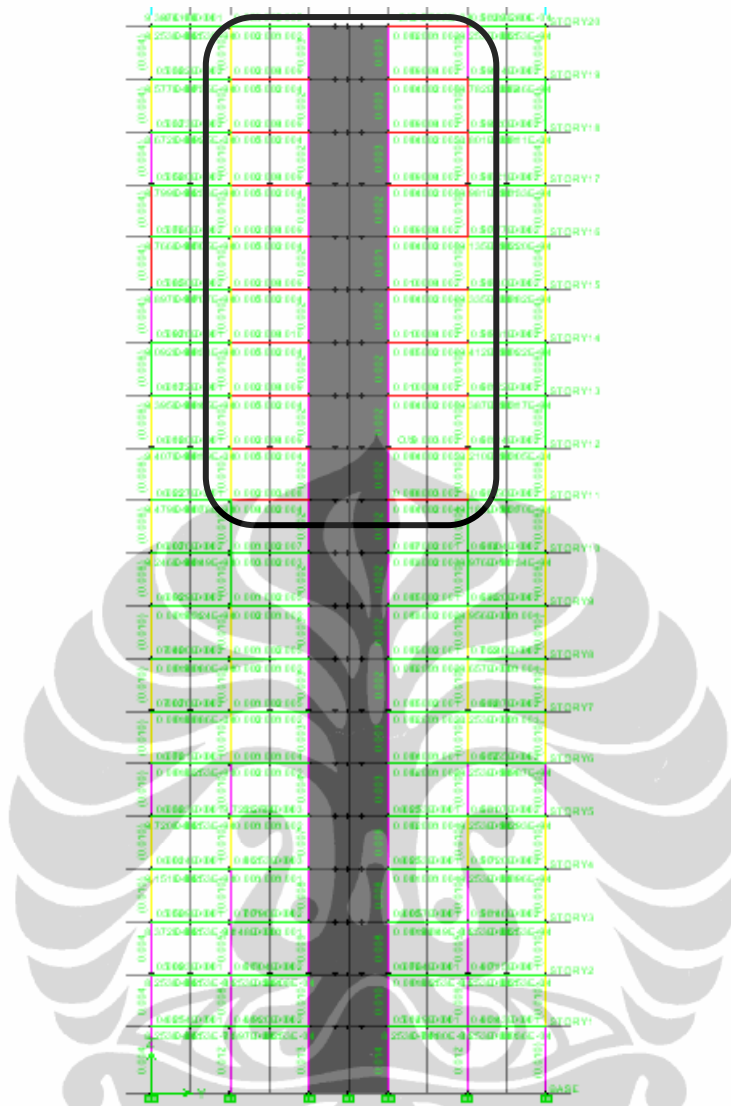
Dari persentase yang diperoleh dinding geser menahan lebih dari 75% beban gempa hampir seluruh tingkat, hal ini menandakan bahwa partisipasi shearwall dominan dalam menahan gaya geser. Selanjutnya dilakukan pemeriksaan terhadap kebutuhan tulangan. Dengan kondisi struktur eksisting yang telah dirancang dengan SNI 03-1726-2002 ternyata kebutuhan tulangan pada elemen balok pada beberapa bagian mengalami peningkatan. Hal ini mengakibatkan terjadinya overstress akibat bertambahnya gaya geser.

Elemen struktur yang mengalami overstress ditunjukkan pada gambar 5.7 dan gambar 5.8 berikut ini :



Gambar 5. 11 Kegagalan balok pada elevasi view 7

Struktur balok pada bidang yang terdapat dinding geser yaitu elevasi view 7 mengalami overstress akibat menerima beban gempa SNI 03-1726 2010. Selain itu kegagalan juga terjadi pada bidang berikut ini:



Gambar 5. 12 Kegagalan balok pada elevasi view C

Struktur balok pada bidang yang terdapat dinding geser yaitu elevasi view C, telah mengalami overstress akibat menerima gaya geser yang berlebihan akibat beban gempa yang meningkat pada SNI 03-1726 2010. Maka dapat disimpulkan bahwa terjadinya kegagalan kekuatan pada struktur eksisting akibat beban gempa yang lebih besar (SNI 10) adanya stuktur dinding geser ternyata juga belum mampu untuk mengakomodasi gaya lateral yang diakibatkan oleh gaya gempa tersebut. Sehingga perlu dianalisa untuk dilakukan retrofitting.

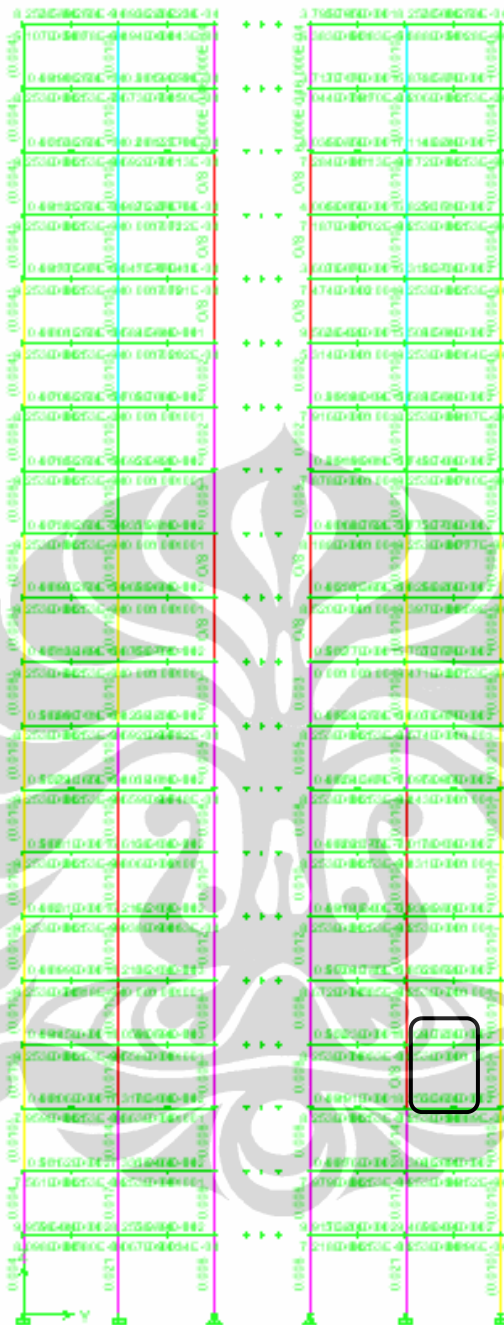
- Model DS10-b. Struktur terpisah dari shearwall diberikan 25 % beban gempa dinamik. Beban gempa 25% diperoleh dari selisih antara gaya geser(shear story) hasil analisis dinamik respons spektrum(V_{CQC}).

Pemeriksaan Model DS10-b menghasilkan tulangan yang mengalami overstress, dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 5. 10 Kolom yang mengalami overstress

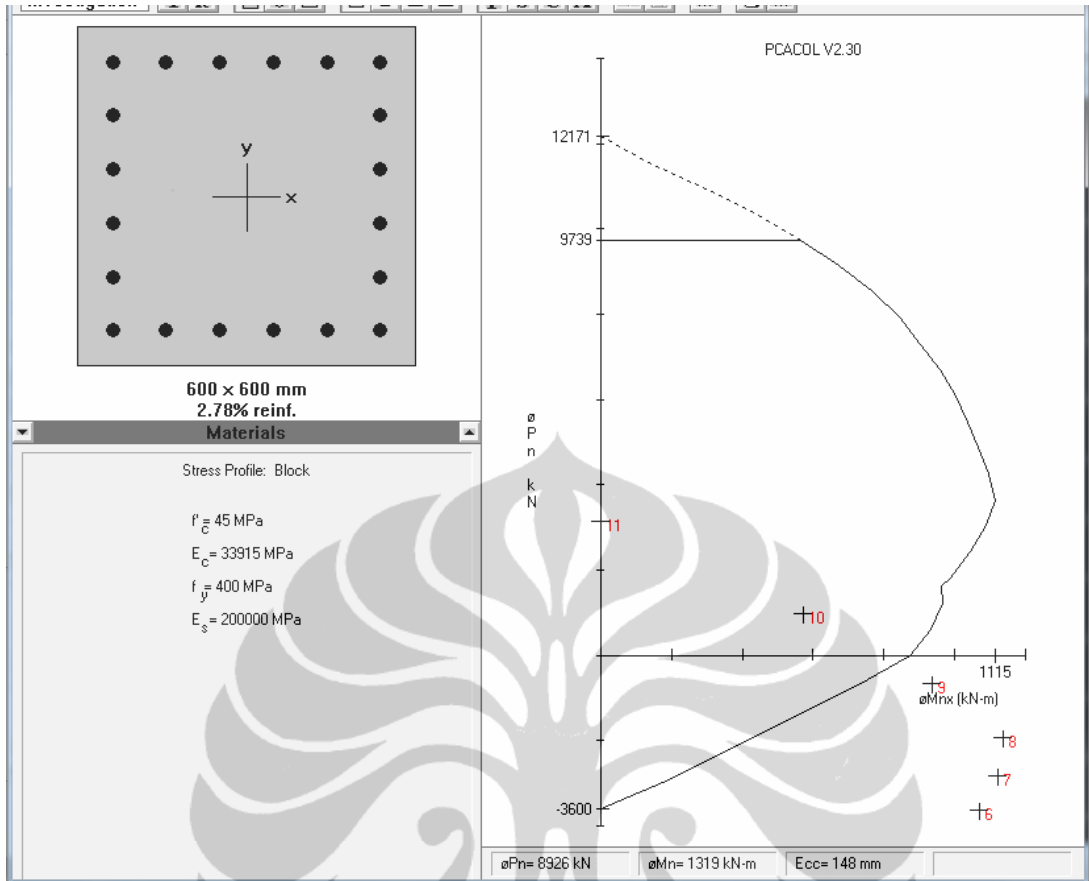
Lantai	Jumlah kolom yang mengalami overstress							
	E-view B	E-view C	E-view D	E-view E	E-view 3	E-view 4	E-view 7	E-view 9
20	-	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-	-
17	-	-	-	-	-	-	-	-
16	-	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-	-
13	-	-	-	-	-	-	-	-
12	-	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	-
8	2	1	1	2	1	2	2	1
7	4	2	2	4	4	2	2	4
6	2	2	2	2	2	2	2	2
5	4	2	2	4	4	2	2	4
4	2	2	1	1	2	2	1	1
3	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-	-

Terjadinya overstress karena kapasitas rasio melebihi batas dan kolom pada join tidak mampu mengakomodasi gaya geser, sehingga geser melebihi batas. Selanjutnya ditampalikan kegagalan struktur yang dikenai 25% beban gempa dinamik pada gambar 5.9 berikut ini:



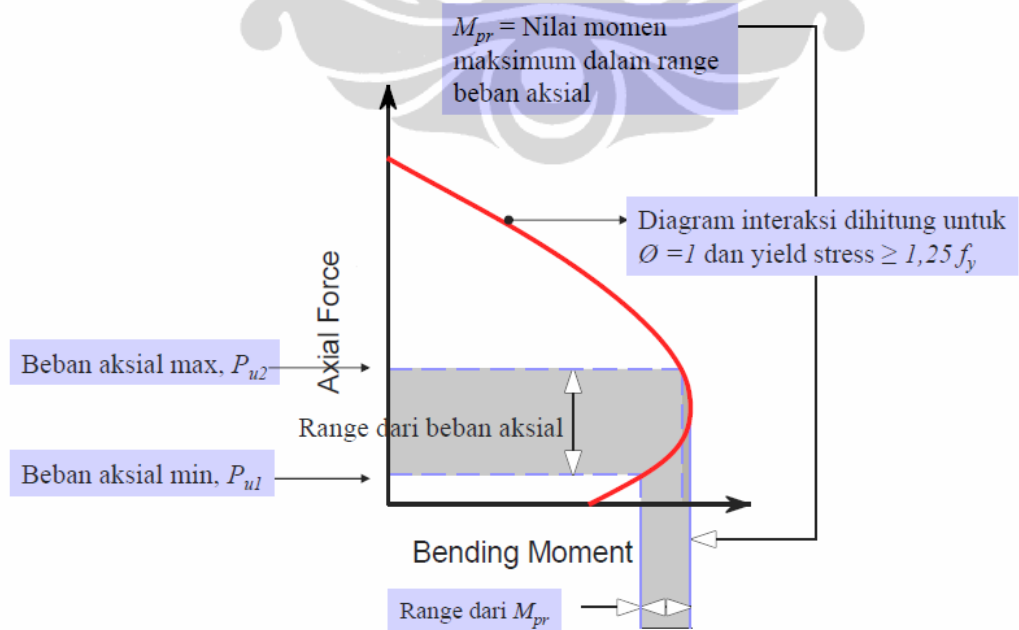
Gambar 5. 13 Elevasi view C

Selanjutnya ditinjau lebih mendetail dengan menggunakan program PCACOL untuk melihat diagram interaksinya, dapat dilihat pada gambar di bawah ini:



Gambar 5. 14 Diagram Interaksi Kolom (kolom 600x600)

Menentukan probable kapasitas momen maksimum:



Pada kolom yang ditinjau dibuat diagram interaksi kolom, dari gambar 2, ditunjukkan interaksi momen dan gaya aksial, terlihat bahwa terjadi overstress pada kolom, karena titik berada diluar diagram. Apabila dilakukan pembesaran diagram interaksi dengan memperbesar dimensi kolom tidak mungkin dilakukan bila lebih besar dari 1,25 kali diagram semula untuk memenuhi tulangnya. Oleh karena itu sebagai alternatif dipilihlah penambahan elemen baru yaitu dengan elemen BRB.

Maka dapat disimpulkan bahwa terjadinya kegagalan kekuatan pada struktur eksisting akibat beban gempa yang lebih besar (SNI 10) adanya struktur dinding geser ternyata juga belum mampu untuk mengakomodasi gaya lateral yang diakibatkan oleh gaya gempa tersebut sehingga harus diretrofitting.

5.2.6 Pemeriksaan Kekuatan Struktur

Pemeriksaan kekuatan dilakukan terhadap 18 kombinasi pembebanan beban gempa terhadap struktur MODEL DS10-a. Adapun parameter kekuatan yang diperiksa adalah sebagai berikut:

5.2.6.1 Pemeriksaan Ratio Kekuatan Kolom

Sebagai ukuran dari kondisi stres kolom, rasio kapasitas dihitung. Rasio kapasitas pada dasarnya merupakan faktor yang memberikan indikasi stres kondisi kolom terhadap kapasitas kolom. Sebelum memasuki diagram interaksi untuk memeriksa kapasitas kolom, Saat faktor perbesaran diterapkan ke beban diperhitungkan untuk memperoleh P_u , M_u2 , dan M_u3 , kemudian ditempatkan di ruang interaksi.

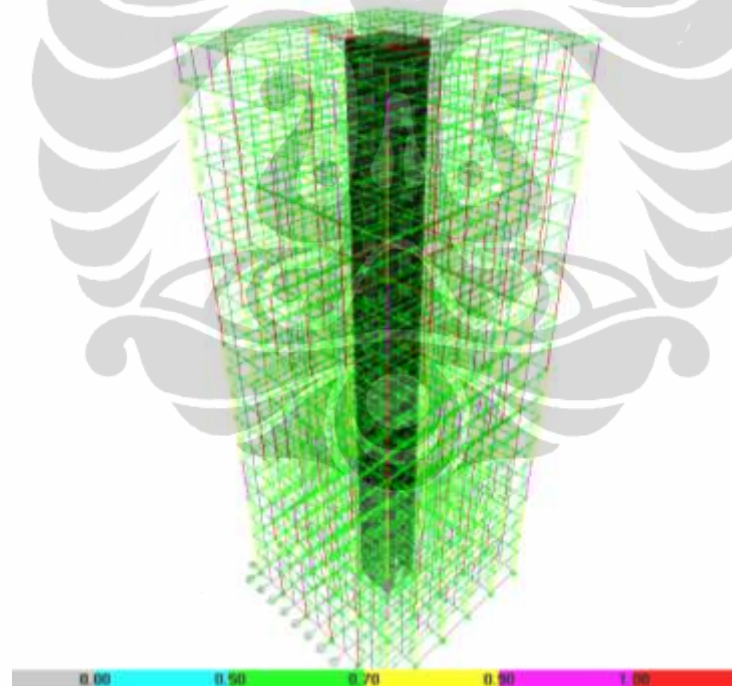
Apabila P-M-M rasion untuk suatu kolom pada struktur Model DS10-a sama dengan atau lebih dari satu maka kolom tersebut memiliki defisiensi dalam kekuatan (kapasitas) untuk menahan beban kombinasi gravitasi dengan beban nominal akibat gempa rencana sesuai SNI 03-1726-2010. Sehingga kolom tersebut mengalami overstress.

Jika titik terletak dalam volume interaksi, kapasitas kolom memadai. Namun, jika titik terletak di luar interaksi volume, kolom ini tertekan. Rasio kapasitas dicapai dengan memplot titik L dan menentukan lokasi dari titik C. Titik C didefinisikan sebagai titik di mana garis OL (jika diperpanjang keluar) akan memotong permukaan kegagalan. Hal ini ditentukan oleh tiga dimensi linier

interpolasi antara titik-titik yang mendefinisikan kegagalan permukaan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3-4. Rasio kapasitas, CR, diberikan oleh rasio OL / OC .

- Jika $OL = OC$ (atau $CR = 1$), intinya terletak pada permukaan interaksi dan kolom menekan kepada kapasitas.
- Jika $OL < OC$ (atau $CR < 1$), intinya terletak dalam volume interaksi dan kapasitas kolom memadai.
- Jika $OL > OC$ (atau $CR > 1$), intinya terletak di luar volume interaksi dan kolom ini tertekan.

Maksimum semua nilai dari CR dihitung dari setiap kombinasi beban desain dilaporkan untuk setiap stasiun cek dari kolom bersama dengan pengendali P_u , M_u2 , dan M_u3 mengatur dan terkait desain nama beban kombinasi.



Gambar 5. 15 P-M-M ratio (kolom berwarna merah mengalami overstress)

Dari gambar di atas terlihat kolom-kolom yang mengalami overstress akibat beban kombinasi.

5.3 Perbandingan Model DS 02 dan Model DS 10

5.3.1 Perubahan Persyaratan Gaya Geser Dasar Minimum

SNI 03-1726-2010 mensyaratkan besarnya koefisien respons seismik minimum dari nilai yang terbesar antara $0.044 S_{DS} I_e$ dan 1%. Sedangkan SNI 02-1726-2002 tidak mensyaratkan suatu nilai geser dasar seismik minimum, namun periode sistem struktur penahan gaya lateral gedung dibatasi $T \leq \xi n$, dimana n adalah jumlah lapis dan nilai ξ bervariasi tergantung wilayah gempa.

Penentuan Gaya geser dasar :

Menurut SNI 03-1726-2002 : $V_{\text{statik02}} = CIWt/R$

Menurut SNI 03-1726-2010 : $V_{\text{statik10}} = C_s \cdot W$

Tabel 5. 11 Batasan Koefisien Geser dasar

$C_s \text{ min} = 0.044 S_{ds}$ I_e	$C_s = S_{ds}/(R/I)$	$C_{s\text{max}} =$ $S_{d1}/T(R/I)$	Cs yang dipakai
0.02	0.09	0.04	0.04

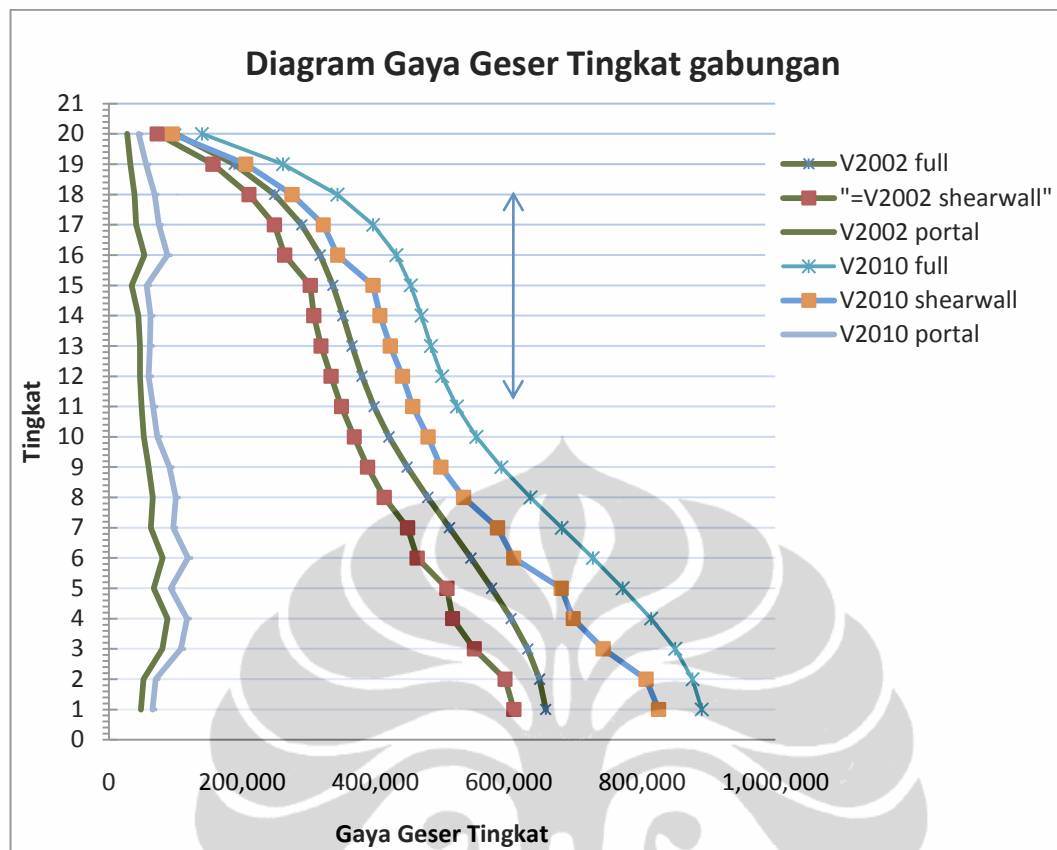
berdasarkan batasan koefisien geser yang diperoleh, selanjutnya ditentukan V dinamik dan V statik untuk memenuhi persyaratan di dalam kedua peraturan.

Tabel 5. 12 Persyaratan besarnya gaya geser dinamik

		V_{dinamik}	$0.8 V_{\text{statik}}$	Keterangan
SNI 03-1726-2002	$V_{\text{dinamik}} > 80\%$ V_{statik}	623,787.97	499,446.38	Terpenuhi
SNI 03-1726-2010	$V_{\text{dinamik}} > 85\%$ V_{statik}	588,426.62	871,859.36	Tidak terpenuhi, jadi harus dikali faktor skala

5.3.2 Perbandingan Gaya Geser

Pemeriksaan terhadap gaya geser untuk mengetahui peningkatan gaya geser yang menyebabkan terjadinya defisiensi kekuatan pada struktur.



Gambar 5. 17 Gambar gaya geser tingkat bangunan

Pada Gambar 5.16 menunjukkan 6 yaitu gaya geser yang dialami oleh elemen struktur yaitu :

- a. Grafik V2002full menunjukkan gaya geser yang dialami oleh struktur secara keseluruhan elemen dengan beban gempa yang dihitung sesuai SNI 02-1726-2002
- b. Grafik V2002 shearwall menunjukkan gaya geser yang dialami oleh shearwall yang dihitung sesuai SNI 02-1726-2002
- c. Grafik V2002 portal menunjukkan gaya geser yang dialami oleh elemen portal akibat beban gempa yang dihitung dengan SNI 03-1726-2002.
- d. Grafik V2010 full menunjukkan gaya geser yang dialami oleh struktur secara keseluruhan elemen dengan beban gempa yang dihitung sesuai SNI 02-1726-2002
- e. Grafik V2010 shearwall menunjukkan gaya geser yang dialami oleh shearwall yang dihitung sesuai SNI 02-1726-2002

- f. Grafik V2010 portal menunjukkan gaya geser yang dialami oleh elemen portal akibat beban gempa yang dihitung dengan SNI 03-1726-2002.

Dibawah ini dijelaskan persentase peningkatan gaya geser yang terjadi pada pemodelan struktur:

Tabel 5. 13 Peningkatan Gaya Geser MODEL DS02-a dibandingkan dengan MODEL DS10-a

V struktur full	Vportal	Vshearwall
28%	38%	24%
28%	43%	24%
28%	44%	23%
27%	45%	23%
26%	40%	23%
26%	40%	24%
25%	30%	24%
24%	24%	25%
24%	22%	24%
24%	26%	23%
24%	28%	23%
24%	35%	22%
24%	35%	22%
25%	35%	23%
25%	32%	24%
26%	28%	25%
26%	25%	26%
26%	26%	26%
26%	26%	26%
26%	26%	26%

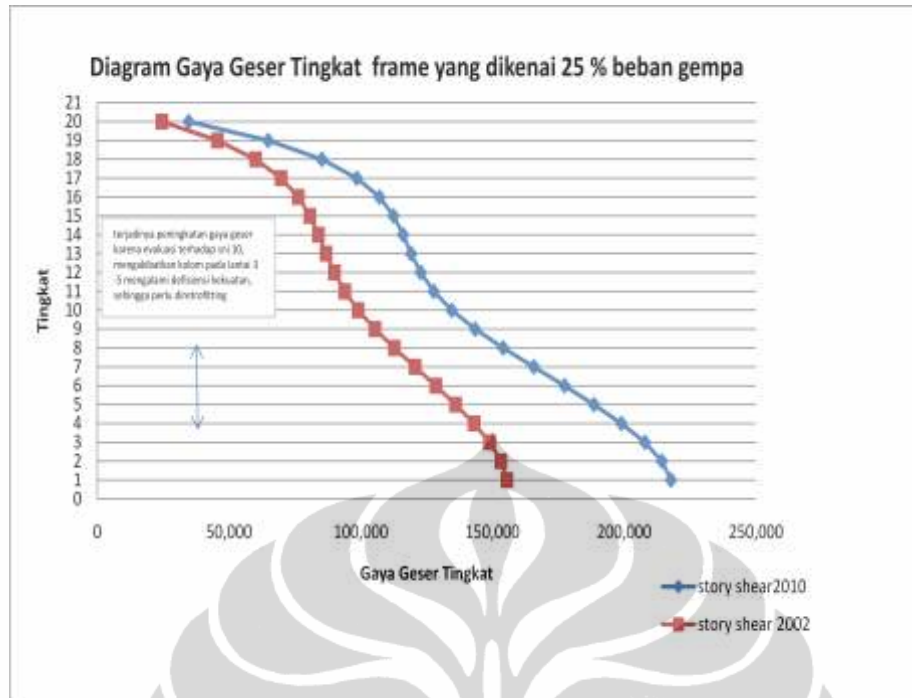
Berdasarkan grafik dan tabel diatas dapat dilihat bahwa terjadi peningkatan gaya geser yang dialami oleh struktur yang di desain dengan beban gempa sesuai SNI 03-1726-2010. Peningkatan yang terjadi pada elemen portal rata-rata sebesar 32 %. Peningkatan yang terjadi pada elemen Shearwall rata-rata sebesar 24 %, dan peningkatan yang terjadi pada struktur secara keseluruhan rata-rata adalah 26 %. Hal inilah yang mengindikasikan terjadinya defisiensi kekuatan pada balok pada elevasi E ditingkat 11-18 (balok overstress), sehingga perlu dilakukan perkuatan pada struktur.

5.3.3 Pemeriksaan Gaya Geser terhadap 25% Beban Gempa.

Gaya geser dinamik tingkat dijadikan beban gempa statik ekivalen dan 25 % beban gempa untuk pengujian sistem struktur ganda:

Tabel 5. 14 Gaya geser dinamik tingkat dijadikan beban gempa statik ekuivalen

Story	VX	Beban gempa Statik Ekuivalen $(V_x)_{n-1}-(V_x)_1$	25% beban gempa x	VY	Beban Gempa Statik Ekuivalen $(V_y)_{n-1}-(V_y)_1$	25% beban gempa y
STORY20	138,803.75	138,803.75	34,700.94	145210.21	145,210.21	36,302.55
STORY19	259,441.06	120,637.31	30,159.33	267632.16	122,421.95	30,605.49
STORY18	340,816.71	81,375.65	20,343.91	348817.43	81,185.27	20,296.32
STORY17	393,979.78	53,163.07	13,290.77	401925.97	53,108.54	13,277.14
STORY16	428,418.53	34,438.75	8,609.69	436970.2	35,044.23	8,761.06
STORY15	449,539.44	21,120.91	5,280.23	458977.8	22,007.60	5,501.90
STORY14	464,115.85	14,576.41	3,644.10	473920.8	14,943.00	3,735.75
STORY13	476,380.41	12,264.56	3,066.14	486183.76	12,262.96	3,065.74
STORY12	490,870.77	14,490.36	3,622.59	500553.24	14,369.48	3,592.37
STORY11	510,730.78	19,860.01	4,965.00	520277.79	19,724.55	4,931.14
STORY10	537,891.87	27,161.09	6,790.27	547290.58	27,012.79	6,753.20
STORY9	573,545.27	35,653.40	8,913.35	582694.56	35,403.98	8,851.00
STORY8	616,256.32	42,711.05	10,677.76	625038.29	42,343.73	10,585.93
STORY7	662,678.73	46,422.41	11,605.60	671050.6	46,012.31	11,503.08
STORY6	709,274.69	46,595.96	11,648.99	717405.82	46,355.22	11,588.81
STORY5	753,892.03	44,617.34	11,154.34	761914.59	44,508.77	11,127.19
STORY4	795,630.53	41,738.50	10,434.63	803004.19	41,089.60	10,272.40
STORY3	831,193.32	35,562.79	8,890.70	836939.97	33,935.78	8,483.95
STORY2	857,007.73	25,814.41	6,453.60	860168	23,228.03	5,807.01
STORY1	870,871.40	13,863.67	3,465.92	871353.95	11,185.95	2,796.49



Gambar 5. 18 Diagram Gaya Geser tingkat pada Frame yang dikenai 25 % beban gempa

Tabel 5. 15 Peningkatan Gaya Geser tingkat pada Frame yang dikenai 25 % beban gempa

Story	V2010	V 2002	% peningkatan
20	34700.94	24494.68	42%
19	64860.27	45587.34	42%
18	85204.18	60053.32	42%
17	98494.95	69746.13	41%
16	107104.6	76286.85	40%
15	112384.9	80637.98	39%
14	116029	83936.3	38%
13	119095.1	86812.42	37%
12	122717.7	89976.32	36%
11	127682.7	93934.92	36%
10	134473	98993.79	36%
9	143386.3	105335.7	36%
8	154064.1	112706.3	37%
7	165669.7	120597.9	37%
6	177318.7	128466.7	38%
5	188473	135972.5	39%
4	198907.6	142972.6	39%
3	207798.3	148894.9	40%
2	214251.9	153170.4	40%
1	217717.9	155458.8	40%

Pada peninjauan terhadap 25% beban gempa yang dikenai pada struktur MODEL DS02-b dan MODEL DS10-b diperoleh peningkatan gaya geser rata-rata

sebesar 39%. Hal ini mengindikasikan terjadinya defisiensi pada struktur MODEL DS10.

5.4 Retrofitting BRBS

5.4.1 Penentuan Letak Bresing

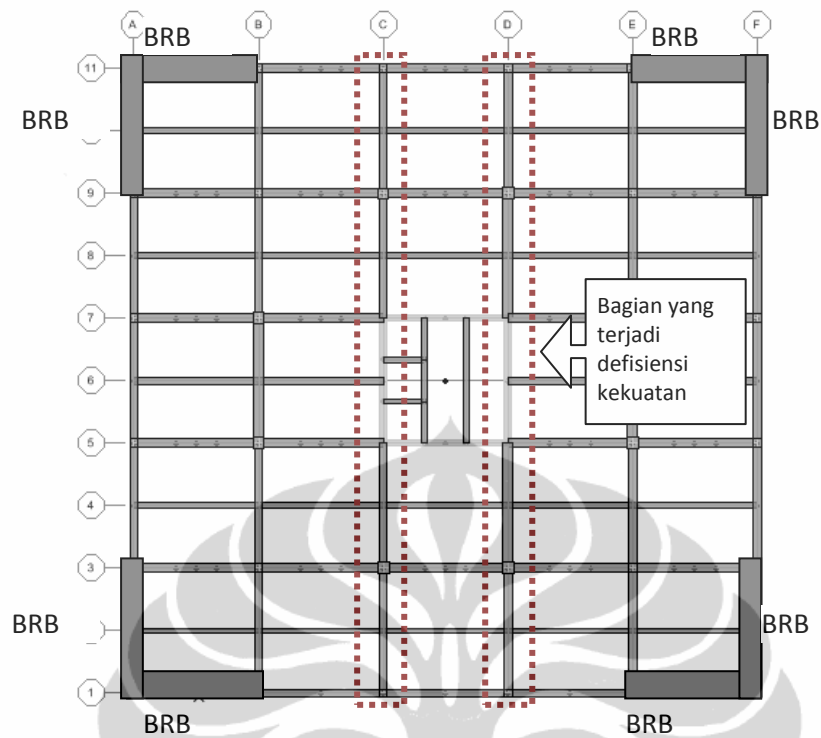
Retrofitting dilakukan setelah diperiksa terjadinya kegagalan di beberapa elemen struktur. Untuk melakukan retrofitting BRBS dan menentukan letak penempatan bresing pada struktur disesuaikan dengan keberadaan elemen struktur yang mengalami overstress. Dari analisa MODEL DS10-a diperoleh elemen balok (pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.8) mengalami overstress. Posisi balok berada pada lantai 9-18. Pada posisi ini akan direncanakan penempatan BRB.

Selanjutnya dari hasil analisis MODEL DS10-b diperoleh overstress pada elemen kolom di lantai 4-9 (pada tabel dan Gambar 5.9 dan Tabel 5.6). Overstress terjadi hampir merata di seluruh bidang struktur, oleh karena itu dipertimbangkan untuk memposisikan bresing pada seluruh tingkat bangunan.

Untuk menghasilkan struktur yang tepat dalam menahan gaya gempa, maka posisi bresing di letakkan pada perimeter bangunan dan pada ke empat sisi bangunan. Dilakukan 3 alternatif penempatan bresing seperti yang ditunjukkan pada gambar berikut ini :

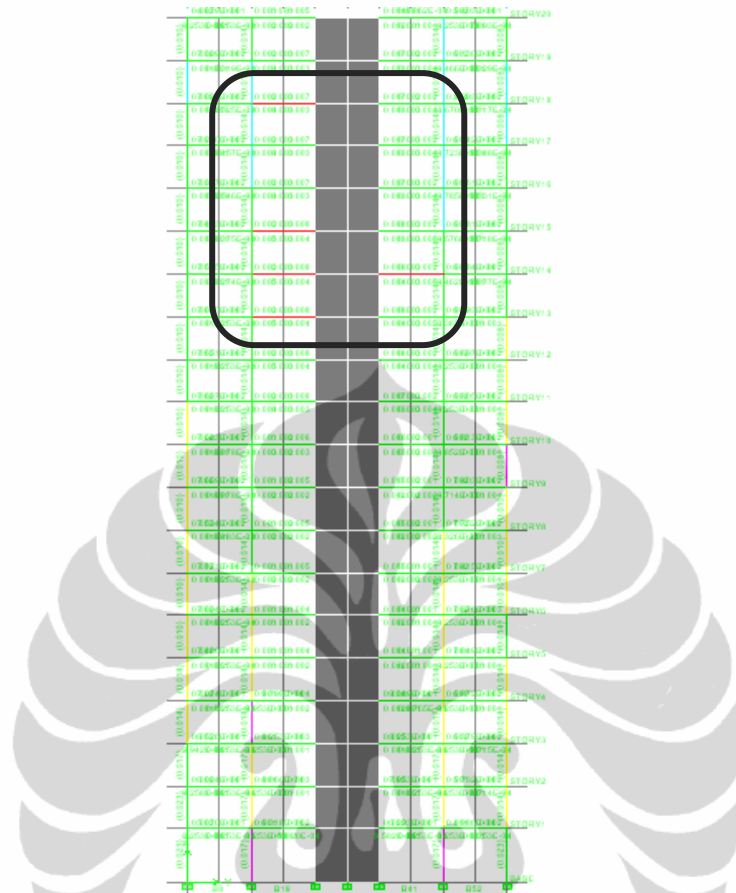
1. Alternatif 1

Buckling restrained braces dengan ukuran yang sama (BRB tipe 8) diletakkan pada setiap lantai pada bentang(b) ke 1 dan b ke 5 arah x dan y, seperti gambar di bawah ini:



Gambar 5. 19 Denah Posisi Bresing alternatif 1 (ukuran bresing sama setiap lantai)

Setelah dilakukan penambahan bresing pada sisi b ke 1 dan b ke 5, hasilnya masih terdapat defisiensi kekuatan pada beberapa elemen struktur, seperti ditunjukkan pada bidang berikut ini:

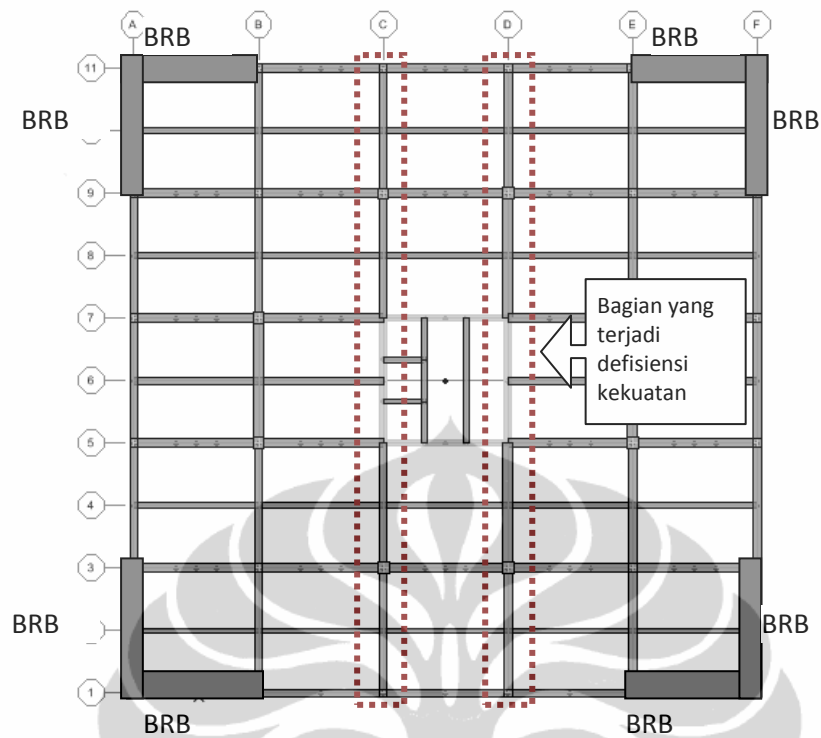


Gambar 5. 20 Elevasi C

Setelah dilakukan penambahan bresing pada b ke 1 dan b ke 5, maka diperoleh hasil analisa yang menunjukkan masih terjadi defisiensi kekuatan pada balok di lantai 13, 14, 15 dan 18. Sehingga dilakukan alternatif ke dua agar diperoleh struktur yang memenuhi kekuatannya.

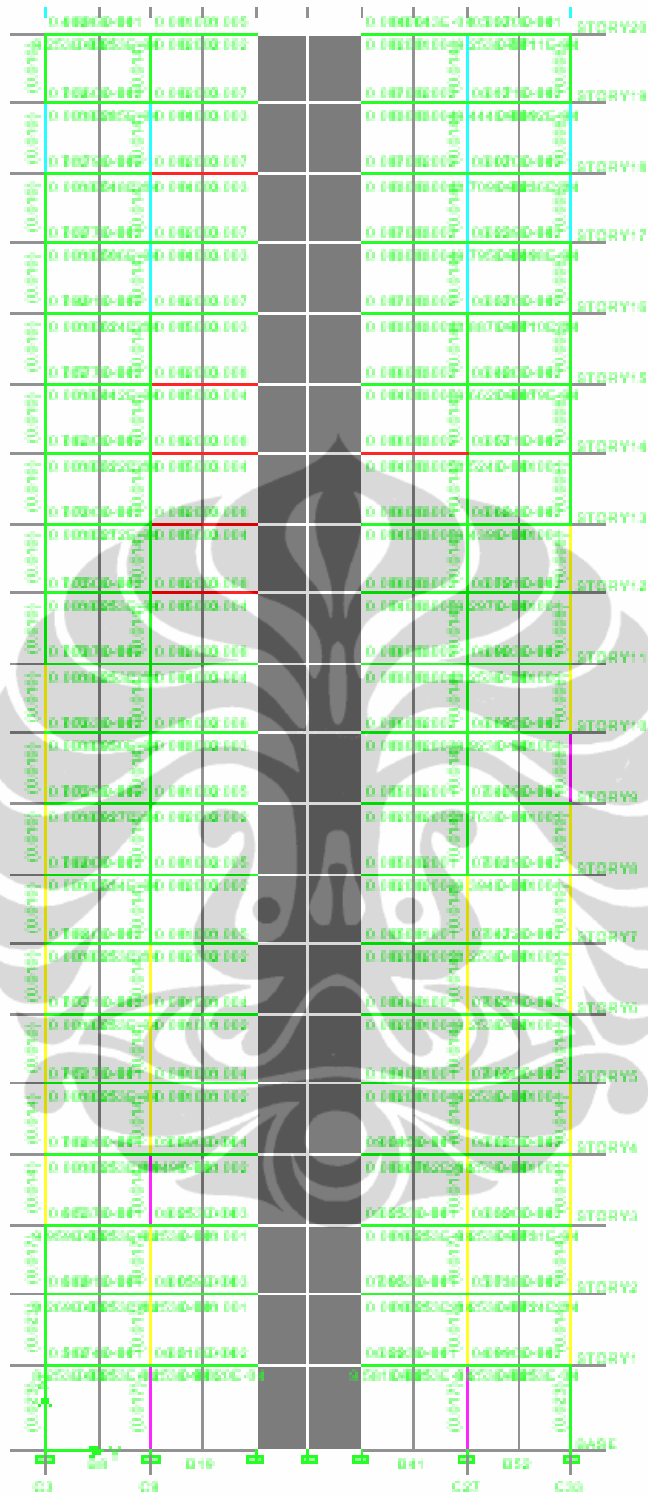
2. Alternatif ke dua

Alternatif ke dua yaitu *Buckling restrained braces* didistribusikan proporsional tiap lantai bentang(b) ke 1 dan b ke 5 arah x dan y.



Gambar 5. 21 Denah Posisi Bresing alternatif 2 (ukuran proporsional setiap lantai)

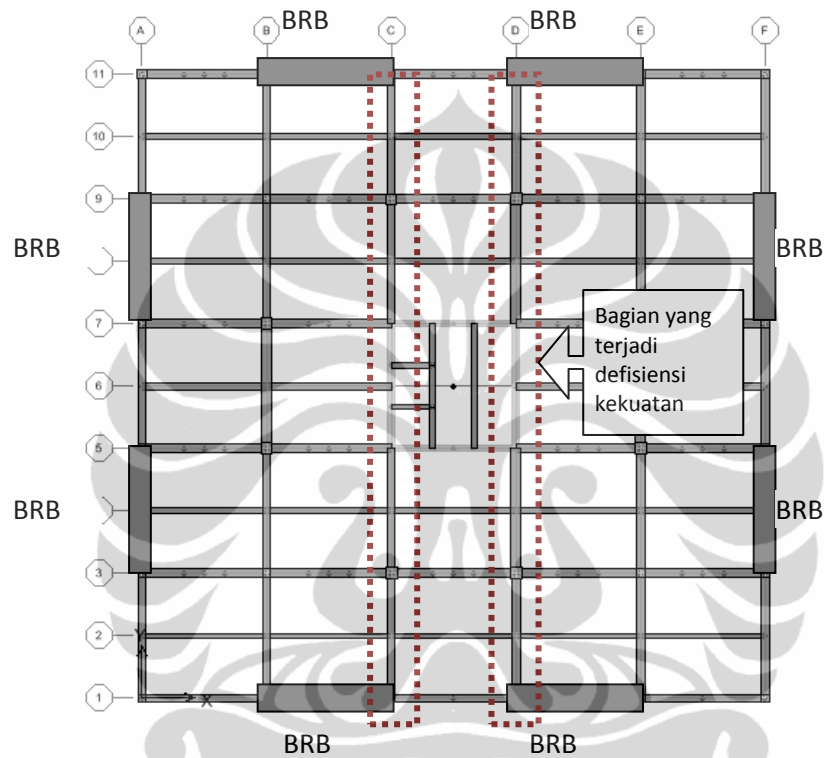
Setelah dilakukan penambahan bresing pada sisi b ke 1 dan b ke 5, hasilnya masih terdapat defisiensi kekuatan pada beberapa elemen struktur, seperti ditunjukkan pada bidang berikut ini:



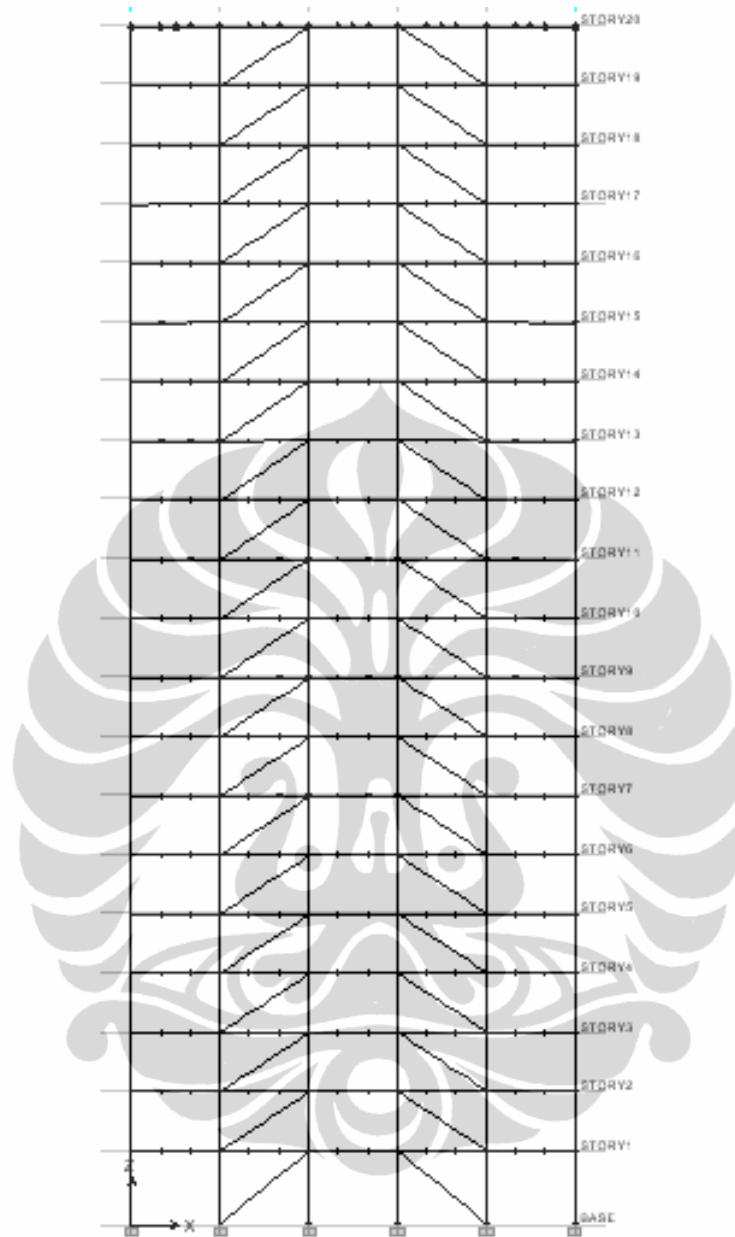
Gambar 5. 22 elevasi C alternatif kedua

Setelah dilakukan penambahan bresing pada b ke 1 dan b ke 5, maka diperoleh hasil analisa yang menunjukkan masih terjadi defisiensi kekuatan pada

balok di lantai 12, 13, 15 dan 18. Sehingga dilakukan alternatif ke tiga agar diperoleh struktur yang memenuhi kekuatannya.



Gambar 5. 23 Posisi Bresing Alternatif 3

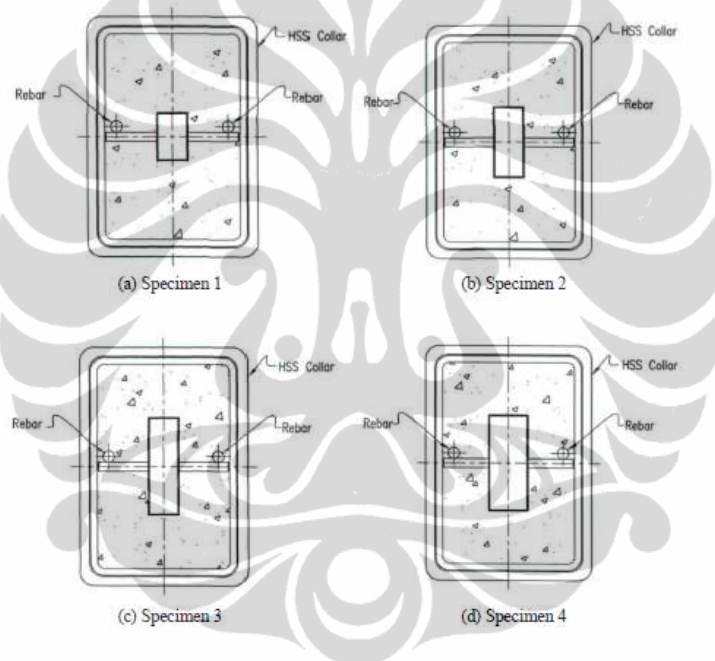


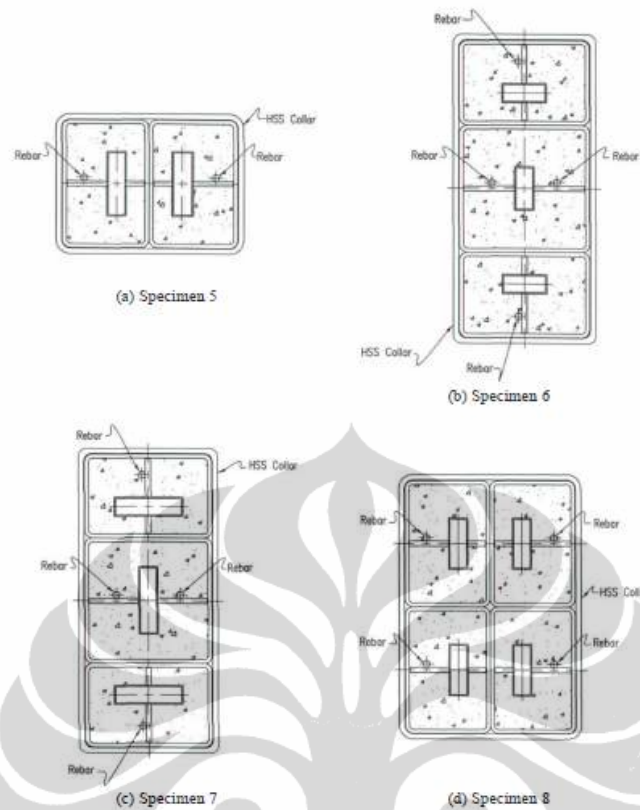
Gambar 5. 24 Penentuan letak bresing yang paling optimal (elevasi 1)

5.4.2 Penentuan Tipe Bresing

Dalam menentukan tipe bresing yang digunakan, dipilihlah bresing yang telah diuji dan yang menghasilkan kurva disipasi energi yang baik dalam menerima gaya gempa. Hasil penelitian yang dilakukan oleh Steve merritt, Chia-ming uang dan Gianmario benzoni dari *University of California, San Diego Department of Struktural Engineering La Jolla* [20] dimana hasilnya menunjukkan kurva histerisis yang sangat stabil tekan-tariknya dan simetrikal.

Terdapat pilihan 8 tipe bresing sesuai dengan besarnya perhitungan gaya aksial yang diterima oleh struktur. Adapun 8 tipe bresing tersebut dapat dilihat pada gambar di bawah ini:





Gambar 5. 25 Tipe bresing yang akan digunakan

5.4.3 Desain BRB

Desain brb yang akan dilakukan terdiri dari beberapa bagian, yaitu desain geometri (penentuan panjang segmen leleh l_{ys}) dan propertis penampang baja inti, perhitungan nilai luas baja inti terpasang (A_{sc}) dan tipe BRB, penentuan kapasitas tarik dan tekan maksimum, perhitungan faktor kekuatan untuk brb, dan terakhir yaitu perhitungan kekuatan BRB (kuat tekan = kuat tarik).

P = gaya aksial bresing

$f_y = 250 \text{ MPa}$

$f_u = 410 \text{ MPa}$

$E = 210000 \text{ MPa}$

b_{pl} = lebar steel core

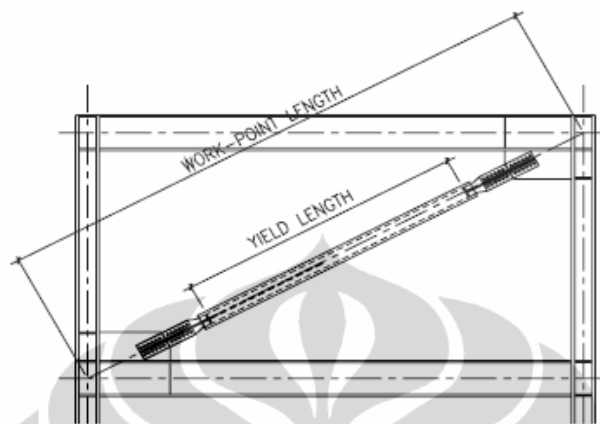
$t_{pl} = 14 \text{ mm}$

$L = 7810.2 \text{ mm}$

$C_d = 5$ (Tabel R.3-1 Appendix R ANSI AISC-341-05)

- Desain Geometri dan Propertis Penampang Baja Inti.

Berdasarkan regangan dari penelitian seismik star design untuk BRB, digunakan panjang segmen leleh dari bresing $L_{yz} = 0.7L$ diasumsikan diambil berdasarkan sumber sebesar $0.7 L$). Gambar di bawah ini menunjukkan L_{yz} :



Gambar 1 Panjang elemen leleh BRB

Sedangkan pada *preliminary* desain digunakan tipe bresing berikut ini:

Tabel 5. 16 Data Geometri dan Propertis Penampang Baja Inti (sc)

Tipe	Tpl (in)	Zona leleh Byz (in)	L_{yz} (in) = $0.7 L$	HSS (in)	Properti baja inti Tegangan leleh, f_y (ksi)	Tensile strength (ksi)	Asc (un^2)
1	0.75	2.53	5467.17	$12 \times 10 \times \frac{3}{8}$ "	39.6	61.8	3.8
2	0.75	3.97	5467.17	$12 \times 10 \times \frac{3}{8}$ "	40.2	64.3	5.96
3	0.75	5.56	5467.17	$12 \times 10 \times \frac{3}{8}$ "	44	64.7	8.34
4	1.00	6.33	5467.17	$12 \times 10 \times \frac{3}{8}$ "	37.8	67.8	12.66
5	0.75	5.95	5467.17	$12 \times 8 \times \frac{1}{2}$ "	42.4	62.1	17.85
6	0.75	3.97	5467.17	Dua- $12 \times 8 \times \frac{1}{2}$ ",1 $12 \times 12 \times \frac{1}{2}$ ",	43.6	63	17.87
7	0.75	6.34	5467.17	Dua- $12 \times 8 \times \frac{1}{2}$ ",1 $12 \times 12 \times \frac{1}{2}$ ",	43.6	63	28.53
8	0.75	4.77	5467.17	Empat- $12 \times 8 \times \frac{1}{2}$ "	43.6	63	28.62

Sumber : Material properties from Certified Mill Test Report are provided in parenthesis.

Dari ke delapan tipe yang tersedia, selanjutnya dipilih berdasarkan luas yang paling sesuai dengan As yang diperoleh dari perhitungan.

Tabel 5. 17 Perhitungan Nilai Asc terpasang dan Tipe BRB

Story	P (kN) (ETABS)	P (N) (ETABS)	A req = P/fy (mm ²)	bpl = As/tp1 (mm)	bpl terpasang (mm)	Asc terpasang	tipe brbrs
STORY20	168.43	168430.00	673.72	21.87	49.00	1603	spec 2
STORY19	244.36	244360.00	977.44	31.72	70.00	1603	spec 2
STORY18	458.69	458690.00	1834.76	59.55	132.00	2514	spec 2
STORY17	608.28	608280.00	2433.12	78.97	174.00	2514	spec 2
STORY16	769.38	769380.00	3077.52	99.89	220.00	2514	spec 2
STORY15	717.65	717650.00	2870.60	93.17	206.00	3518	spec 3
STORY14	623.94	623940.00	2495.76	81.00	179.00	3518	spec 3
STORY13	490.79	490790.00	1963.16	63.72	141.00	3518	spec 3
STORY12	639.63	639630.00	2558.52	83.04	183.00	3518	spec 3
STORY11	742.18	742180.00	2968.72	96.36	213.00	3518	spec 3
STORY10	822.51	822510.00	3290.04	106.78	236.00	3518	spec 3
STORY9	982.17	982170.00	3928.68	127.51	281.00	7530.25	spec 5
STORY8	1190.3	1190300.00	4761.20	154.53	341.00	7530.25	spec 5
STORY7	1524.1	1524100.00	6096.40	197.87	436.00	7530.25	spec 5
STORY6	1613.93	1613930.00	6455.72	209.53	462.00	7530.25	spec 5
STORY5	1302.43	1302430.00	5209.72	169.09	373.00	7530.25	spec 5
STORY4	1386.03	1386030.00	5544.12	179.95	396.00	7530.25	spec 5
STORY3	1782.24	1782240.00	7128.96	231.38	509.00	7530.25	spec 5
STORY2	2279.74	2279740.00	9118.96	295.97	652.00	12074.54	spec 8
STORY1	3740.05	3740050.00	14960.20	485.56	1069.00	17719.45	spec 8

Menurut AISC 2005, dalam pemilihan tipe dan luasasn baja inti BRBS harus sesuai dengan kebutuhan kekuatannya, sehingga tidak bisa di generalisir satu tipe untuk seluruh lantai. Hal ini akan mengakibatkan konsentrasi deformasi inelastis hanya terjadi pada beberapa daerah. Oleh karena itu, berdasarkan hasil desain diperoleh tipe bresing yang dipilih adalah spec 2, 3, 5, dan 8.

5.4.4 Penentuan Kapasitas Tarik dan Tekan Maksimum

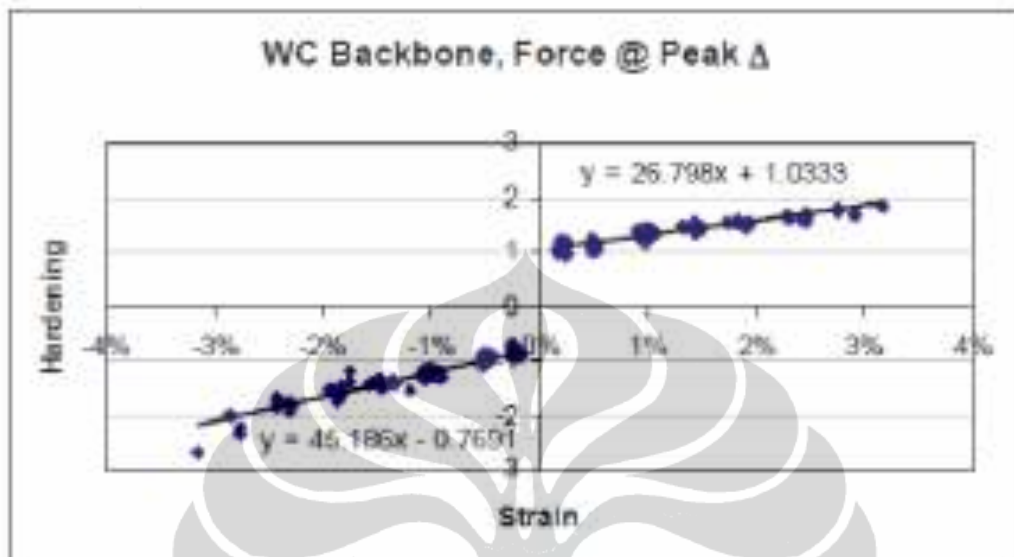
Penentuan Kapasitas Tarik dan Tekan Maksimum dilakukan dengan menentukan deformasi aksial BRB (simpangan lantai elastik), deformasi aksial BRB, dan menghitung regangan bresing rata-rata dan *Member force check*.

Selanjutnya menentukan deformasi BRB berdasarkan simpangan antar lantai elastik (Δ_{bx}), menentukan nilai deformasi BRB berdasarkan simpangan antar lantai desain dalam kondisi inelastik yang direncanakan (Δ_{bm}), menentukan regangan BRB rata-rata (ξ_{BRC}), dan menentukan faktor kekuatan yang terdiri dari rasio antara gaya tarik maksimum terhadap kuat leleh batang baja inti (ω) dan rasio antara gaya tekan maksimum terhadap gaya tarik maksimum dari hasil pengujian (β). Perhitungan ditampilkan dalam tabel berikut ini:

Tabel 5. 18 Perhitungan Faktor kekuatan untuk BRB

tipe brbrs	Member force check Npl = Asc*fy (N)	Lyz = 0.7* L	$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} \cdot L_{yjc}}{EA_{sc}}$	$\Delta_{bm} = C_d \Delta_{bx}$ (Desain story drift)	$\xi_{BRC} = \frac{2.0 \Delta_{bm}}{L_{yjc}}$	$\omega = \frac{26.798}{\xi + 1.0333}$	$\omega\beta = \frac{45.186\xi}{0.7691}$
spec 2	400750	5467.17	2.735	13.677	0.500	1.167	-0.995
spec 2	400750	5467.17	3.969	19.843	0.726	1.228	-1.097
spec 2	628500	5467.17	4.750	23.750	0.869	1.266	-1.162
spec 2	628500	5467.17	6.299	31.496	1.152	1.342	-1.290
spec 2	628500	5467.17	7.967	39.837	1.457	1.424	-1.428
spec 3	879500	5467.17	5.311	26.554	0.971	1.294	-1.208
spec 3	879500	5467.17	4.617	23.087	0.845	1.260	-1.151
spec 3	879500	5467.17	3.632	18.160	0.664	1.211	-1.069
spec 3	879500	5467.17	4.733	23.667	0.866	1.265	-1.160
spec 3	879500	5467.17	5.492	27.462	1.005	1.303	-1.223
spec 3	879500	5467.17	6.087	30.434	1.113	1.332	-1.272
spec 5	1882562.5	5467.17	3.396	16.978	0.621	1.200	-1.050
spec 5	1882562.5	5467.17	4.115	20.576	0.753	1.235	-1.109
spec 5	1882562.5	5467.17	5.269	26.346	0.964	1.292	-1.205
spec 5	1882562.5	5467.17	5.580	27.899	1.021	1.307	-1.230
spec 5	1882562.5	5467.17	4.503	22.514	0.824	1.254	-1.141
spec 5	1882562.5	5467.17	4.792	23.959	0.876	1.268	-1.165
spec 5	1882562.5	5467.17	6.162	30.808	1.127	1.335	-1.278
spec 8	3018635	5467.17	4.915	24.577	0.899	1.274	-1.175
spec 9	4429862.5	5467.17	5.495	27.475	1.005	1.303	-1.223

Penentuan kapasitas tarik dan tekan maksimum dilakukan berdasarkan hasil uji terhadap sampel BRB. Dalam perencanaan ini digunakan hasil uji BRB Wildcat test report, USA yang ditunjukkan sebagai berikut:



Gambar 5. 26 Strain hardening effect, sumber : wildcat test report USA, full scale testing of wildcat series BRB final report, by : Pedro Romero, Ph.D, P.E Lawrence D. Reaveley, Ph.D., P.E, May 2007

Untuk kapasitas tarik, persamaan regresinya adalah : $\omega = 26.789 \xi + 1.0333$

Untuk kapasitas tekan, persamaan regresinya adalah : $\omega\beta = -45.186 \xi - 0.7691$

Selanjutnya perhitungan kekuatan BRB yang terdiri dari kuat tekan dan kuat tarik BRB. Perhitungan ditampilkan dalam tabel berikut ini:

Tabel 5. 19 Perhitungan Kekuatan BRB

Story	tipe brbrs	Member force check $N_{pl} = A_{sc} * f_y$ (N)	$P_{psc} = F_{psc} * A_{sc}$	for tension = $\omega * P_{psc}$	for compression = $\omega \beta * P_{psc}$
STORY20	spec 2	400750	400750	467828.16	-398820.13
STORY19	spec 2	400750	400750	492051.63	-439665.05
STORY18	spec 2	628500	628500	795762.08	-730121.81
STORY17	spec 2	628500	628500	843484.85	-810590.54
STORY16	spec 2	628500	628500	894879.59	-897250.83
STORY15	spec 3	879500	879500	1137734.79	-1062467.89
STORY14	spec 3	879500	879500	1107839.07	-1012058.60
STORY13	spec 3	879500	879500	1065361.05	-940433.41
STORY12	spec 3	879500	879500	1112844.55	-1020498.70
STORY11	spec 3	879500	879500	1145560.44	-1075663.28
STORY10	spec 3	879500	879500	1171187.62	-1118875.08
STORY9	spec 5	1882562.5	1882563	2258587.45	-1976216.12
STORY8	spec 5	1882562.5	1882563	2324985.87	-2088175.20
STORY7	spec 5	1882562.5	1882563	2431476.02	-2267735.75
STORY6	spec 5	1882562.5	1882563	2460133.93	-2316057.88
STORY5	spec 5	1882562.5	1882563	2360758.01	-2148493.13
STORY4	spec 5	1882562.5	1882563	2387428.40	-2193463.96
STORY3	spec 5	1882562.5	1882563	2513828.83	-2406596.64
STORY2	spec 8	3018635	3018635	3846446.89	-3547969.46
STORY1	spec 8	4429862.5	4429863	5770541.92	-5418887.00

Dari hasil perhitungan diatas diperoleh kapasitas tekan hampir sama dengan kapasitas tarik. Hal ini menandakan bahwa desain sudah memenuhi untuk menjadikan elemen struktur BRBS yang dapat mencegah terjadinya tekuk.

5.4.5 Pengecekan Kapasitas Balok dan Kolom setelah diretrofitting dengan BRB

Balok dan kolom merupakan elemen yang diharapkan tidak leleh pada saat bresing mengalami kelelahan. Untuk pengecekan kapasitas desain balok dan kolom dapat dilihat dari gaya dalam.

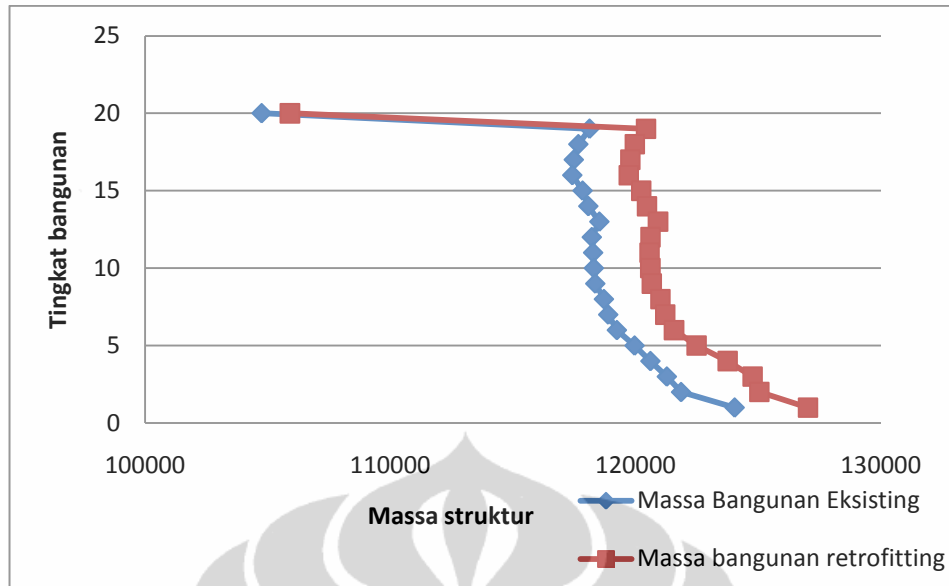
Berdasarkan nilai gaya dalam (momen, lentur, gaya aksial, gaya geser) pada saat bresing mencapai kekuatan ultimit nya, ternyata balok dan kolom masih memenuhi.

5.5 Perbandingan Struktur Model DS 10 dan Model Retrofitting

1. Massa total bangunan

Tabel 5. 20 Massa total bangunan

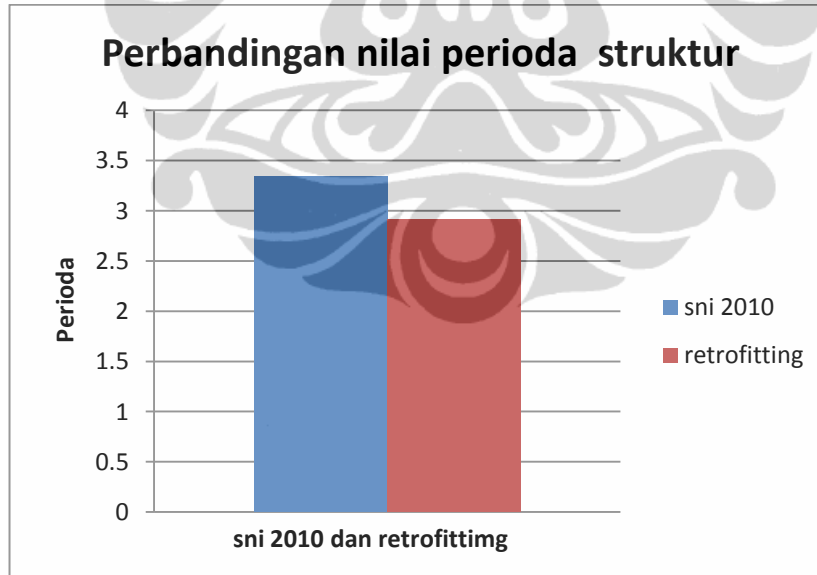
Lantai	Massa Bangunan Eksisting	Massa bangunan retrofitting
20	104749.1641	105900.8963
19	118120.9042	120424.3686
18	117664.59	119968.0545
17	117478.6797	119782.1442
16	117417.8502	119721.3147
15	117836.8357	120226.023
14	118071.8665	120461.0538
13	118522.2234	120911.4107
12	118213.0846	120602.2719
11	118267.4257	120570.8901
10	118297.0398	120600.5042
9	118355.4777	120658.9422
8	118707.3532	121010.8176
7	118883.2909	121208.4668
6	119235.915	121565.583
5	119958.05	122481.8733
4	120604.1325	123753.8449
3	121273.6317	124771.2267
2	121853.8519	125047.4864
1	124038.7864	127025.4018



Gambar 5. 27 Massa Struktur

Peningkatan massa struktur akibat penambahan elemen baru yaitu BRB menyebabkan peningkatan massa rata-rata sebesar 2%. Hal ini tidak berpengaruh kepada struktur awal terutama kolom dalam menahan massa BRB.

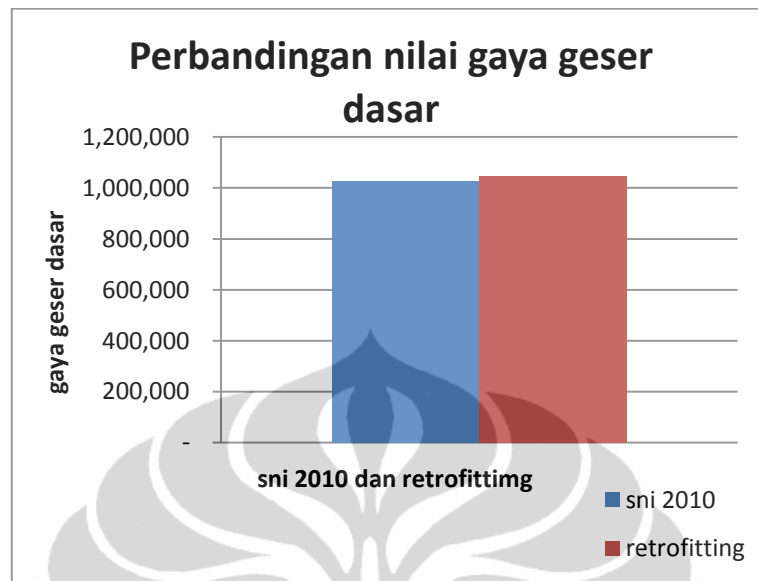
2. Periode struktur



Gambar 5. 28 Periode struktur

Penurunan nilai perioda struktur setelah diretofitting karena bertambahnya kekakuan dan massa pada struktur. Penurunan periode ini juga dipengaruhi oleh peningkatan gaya geser dasarnya.

3. Gaya geser dasar



Gambar 5. 29 Perbandingan nilai gaya geser dasar

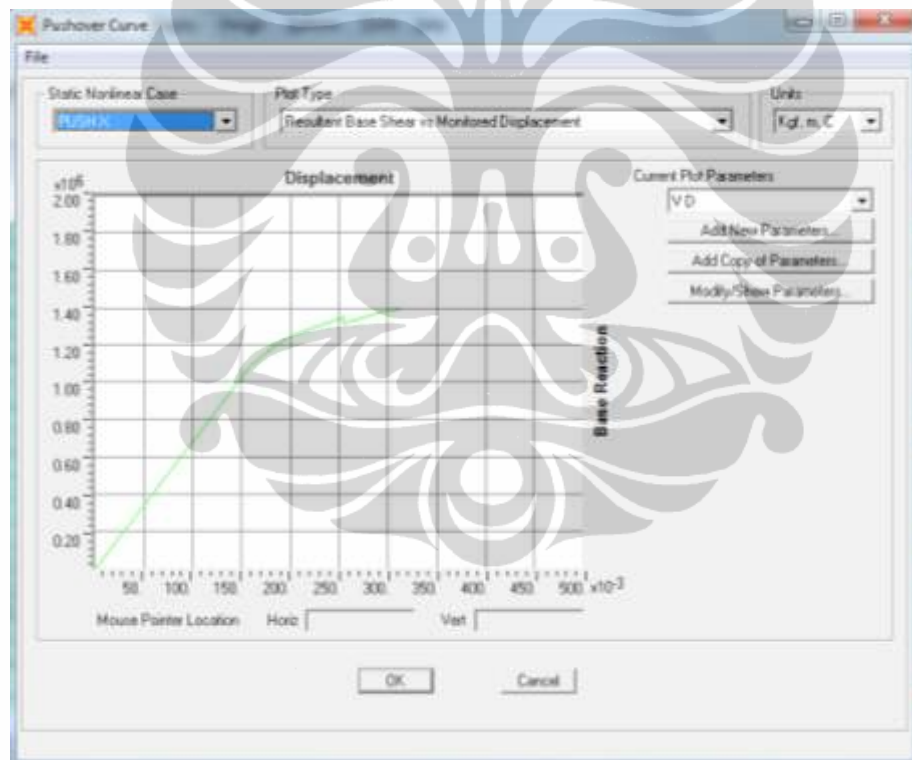
Dari grafik diatas dapat diketahui bahwa terjadi peningkatan gaya geser sebesar 2% pada struktur yang di retrofitting dengan BRB.

5.6 Evaluasi Kinerja Struktur Pada Kondisi Inelastik (Pushover Analysis) Model Retrofitting

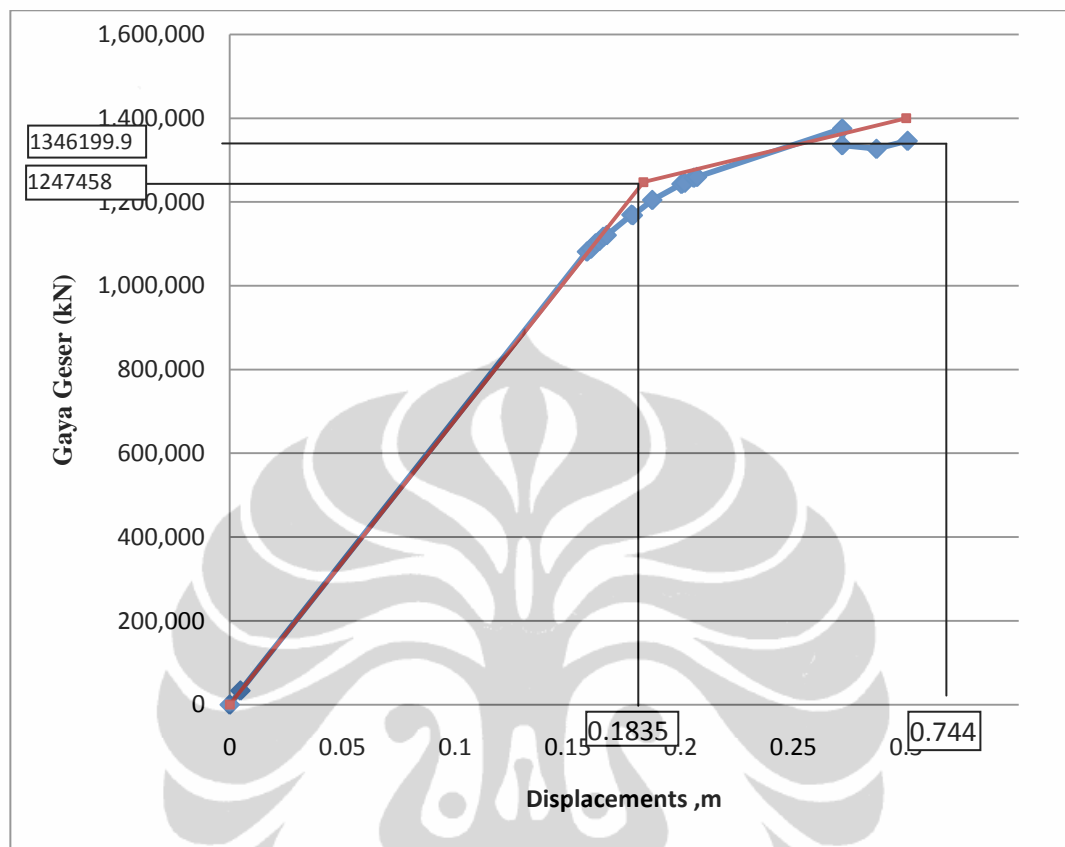
Pada penelitian ini evaluasi kinerja struktur pada kondisi inelastik dilakukan dengan pushover analysis. Kriteria peralihan dan drift ditinjau berdasarkan batasan kinerja sesuai FEMA 356. Sedangkan batasan rotasi sendi plastis berdasarkan kriteria target fungsi gedung sebagai perkantoran yaitu life safety (LS) sesuai (SEAOC, 1999).

5.6.1 Waktu getar alami efektif

Konfigurasi bangunan yang telah memenuhi peraturan SNI 03-1726-2002 akan dianalisis dengan beban dorong statik menggunakan Program SAP 2000.



Gambar 5. 30 Gambar Kurva Hubungan Geser Dasar dan Perpindahan struktur arah gempa X



Gambar 5. 31 Analisa kurva bilinear untuk target perpindahan

Pergerakan kurva yang monoton mengindikasikan tidak terjadinya tekuk pada seluruh komponen struktur, walaupun ada penurunan gaya geser pada beberapa titik. Kurva bilinear pushover arah x memperlihatkan kekakuan awal (K_i) berimpit dengan kekakuan efektif (K_e), jadi waktu getar alami tidak mengalami perubahan sampai tercapai kondisi leleh. Jadi waktu getar fundamental efektif sama dengan waktu getar fundamental elastis = 2.16 detik.

5.6.2. Target perpindahan

Target perpindahan pada titik kontrol δ_T ditentukan dari persamaan 2.13:

$$\delta_1 = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g$$

Tabel 5. 21 Parameter Menentukan titik kinerja (FEMA 356)

Item	Value
C0	1.4795
C1	1
C2	1.1
C3	1
Sa	0.382
Te	2.1989
Ti	2.1594
Ki	7082285.
Ke	6830132.
Alpha	0.0257
Weight (kg)	25777215
Cm	1

$$\delta t = (1.4795)(1.0)(1.1)(1.0)(0.382) \left(\frac{2.1989}{2\pi} \right)^2 (9.81) = 0.744 \text{ detik}$$

Tingkat kinerja struktur diperoleh yaitu tingkat kinerja Immediate Occupancy. Hal ini menunjukkan bahwa target fungsi bangunan sebagai gedung perkantoran pada prediksi awal yaitu Life safety terpenuhi.

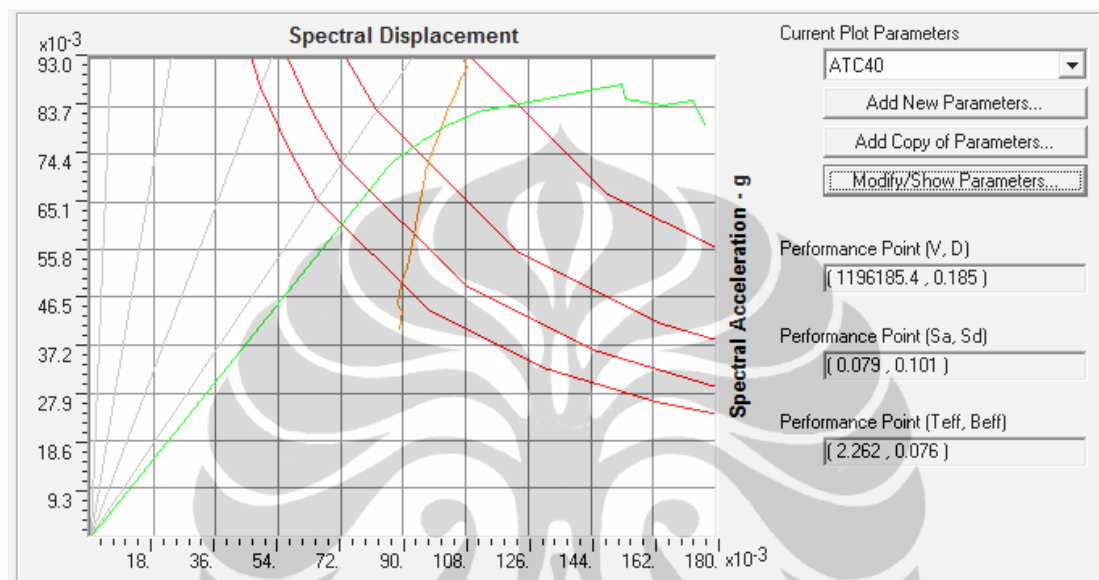
Tabel 5. 22 Tabel Kinerja Struktur

Parameter	Tipe struktur 1
δy (m)	0.1835
Vleleh(kg)	1247568,9
Vmaks(kg)	1346199.9
δm (m)	0.744
μ	4.05
R (ETABs)	7.8327

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 penentuan tingkat daktilitas gempa, dari analisis diperoleh $\mu = 4.05$ dan faktor reduksi gempa (R) melebihi dengan rencana awal yaitu $R = 7$ (untuk struktur portal dengan bresing tahan tekuk). Sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur sudah memenuhi dan struktur termasuk kedalam daktil parsial.

5.6.2 Target peralihan Metode Spektrum Kapasitas

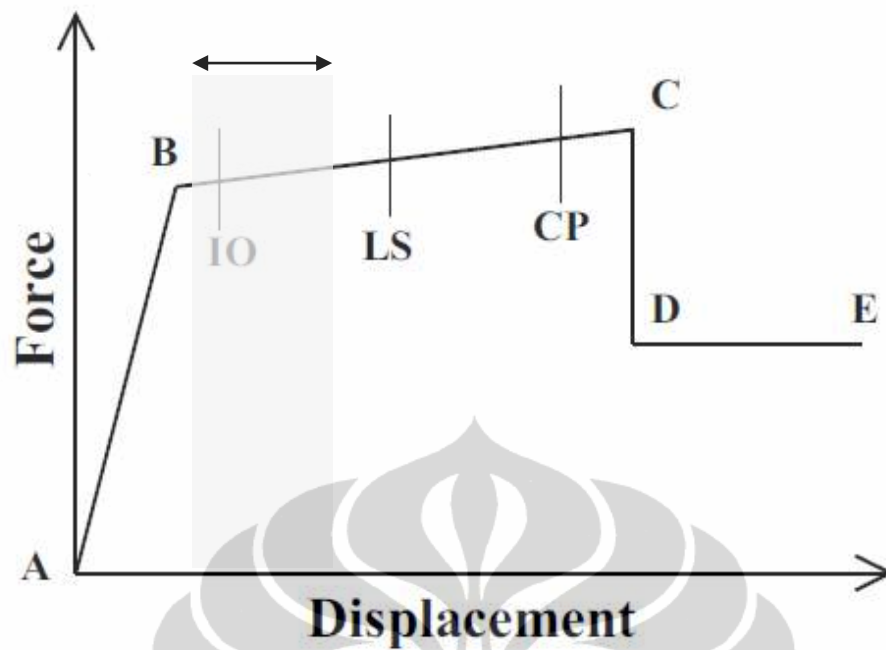
Hasil analisis memperlihatkan bahwa target peralihan dengan metode spektrum kapasitas diperoleh sebesar $\delta t = 0.185$ meter dan $V_t = 1196185.4$ kg, dan waktu getar alami (T_e) diperoleh sebesar 2.262 detik. Maka berdasarkan metode ini perilaku struktur arah x saat terjadi gempa masih dalam keadaan elastis.



Gambar 5. 32 Spektrum kapasitas arah gempa X

5.7.2 Sebaran Sendi Plastis

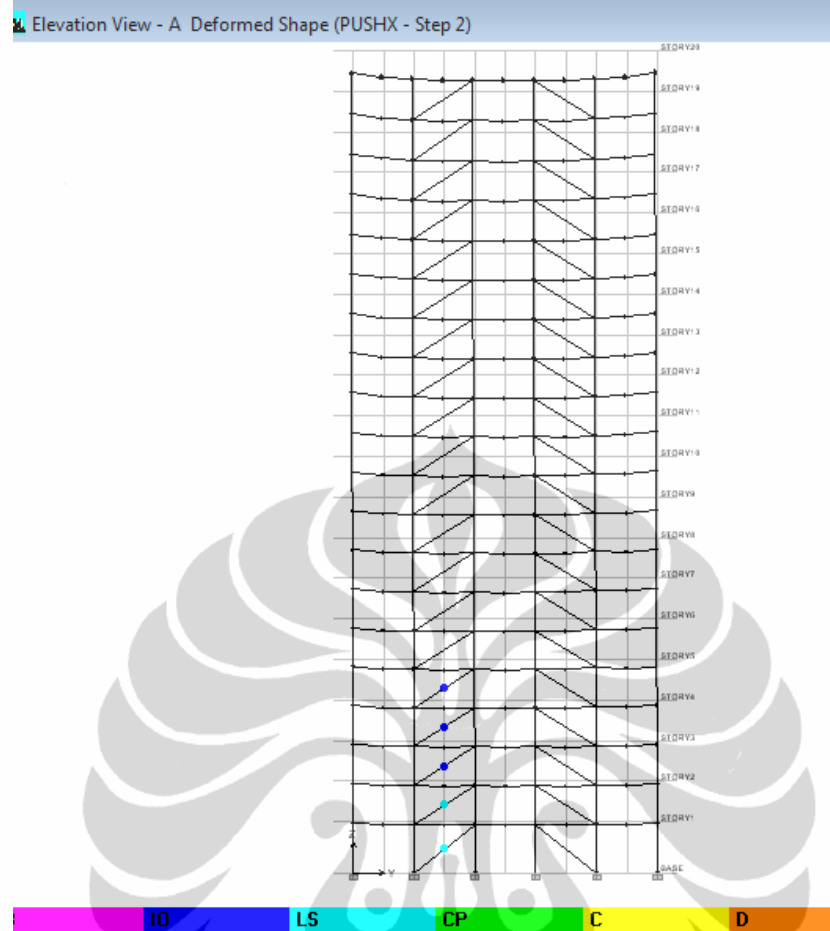
Sebaran dan urutan sendi plastis pada analisis pushover yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini menunjukkan perilaku struktur yang direncanakan. Kelelahan pertama bresing diperkirakan terjadi pada $V = 275.246,3125$ N, sedangkan pada saat tersebut belum terjadi kelelahan pada balok sampai pada $V = 10.607.633,4$ N balok pertama kali leleh yaitu pada sistem dinding geser. Kelelahan terus terjadi pada balok-balok lainnya pada step-step berikutnya. Kolom dalam portal bresing dan portal-portal lainnya tidak mengalami kelelahan sampai keruntuhan terjadi.



Gambar 5. 33 Level kinerja Struktur

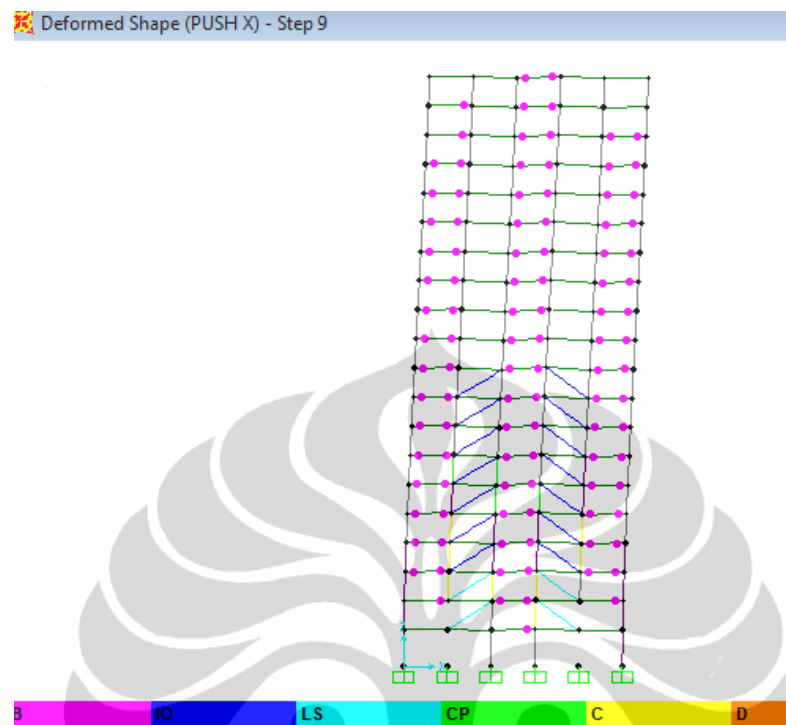
Dari grafik di atas diketahui bahwa level kinerja struktur masih berada pada tahap Immediate occupancy

Berikut ini adalah gambar sebaran sendi plastis yang terjadi di bresing :



Gambar 5. 34 Formasi sendi plastis view 5- PUSH x step 2

Berikut ini adalah gambar sebaran sendi plastis yang terjadi di balok :



Gambar 5. 35 Formasi sendi plastis view 5 - PUSH X step 9

BAB 6

Kesimpulan dan Saran

6.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Dari penerapan perhitungan gaya gempa pada kasus bangunan x menggunakan peraturan SNI 03-1726-2002 didapatkan gaya geser yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan gaya gempa yang dihitung dengan SNI 03-1726-2010 yang telah di skalakan.
2. Gaya gempa dari SNI 03-1726-2010 menghasilkan gaya dalam struktur yang lebih besar dari pada gaya dalam yang dihasilkan dari gaya gempa SNI 03-1726-2002 ditandai dengan munculnya elemen struktur yang overstress.
3. Penerapan syarat dual sistem pada SNI 03-1726-2002 menghasilkan tulangan yang lebih besar pada Model DS02-b yaitu struktur yang dikenai 25% beban gempa dibandingkan dengan model DS10-b yaitu struktur yang dikenai 100% beban gempa.
4. Penerapan syarat dual sistem pada SNI 03-1726-2010 menghasilkan overstress elemen balok pada Model DS10-b yaitu struktur yang dikenai 25% beban gempa. Model DS10-a yaitu struktur yang dikenai 100% beban gempa menghasilkan overstress pada kolom dibagian bawah struktur, sehingga perlu dilakukan retrofitting pada struktur.
5. Aplikasi BRBS pada struktur sebagai retrofitting mampu menahan gaya tekan yang dapat menyebabkan tekuk pada struktur. Hasil studi menunjukkan bahwa kerusakan pada elemen struktur dapat diatasi dengan pemasangan BRBS.
6. Dari berbagai posisi yang ditempatkan, alternatif 1 yaitu *Buckling restrained braces* dengan ukuran yang sama (BRB tipe 5) diletakkan pada setiap lantai pada bentang(b) ke 1 dan b ke 5 arah x dan y, alternatif ke dua yaitu *Buckling restrained braces* didistribusikan proporsional tiap lantai bentang(b) ke 1 dan b ke 5 arah x dan y, dan alternatif ke 3 yaitu *Buckling restrained braces* didistribusikan proporsional pada bentang (b)

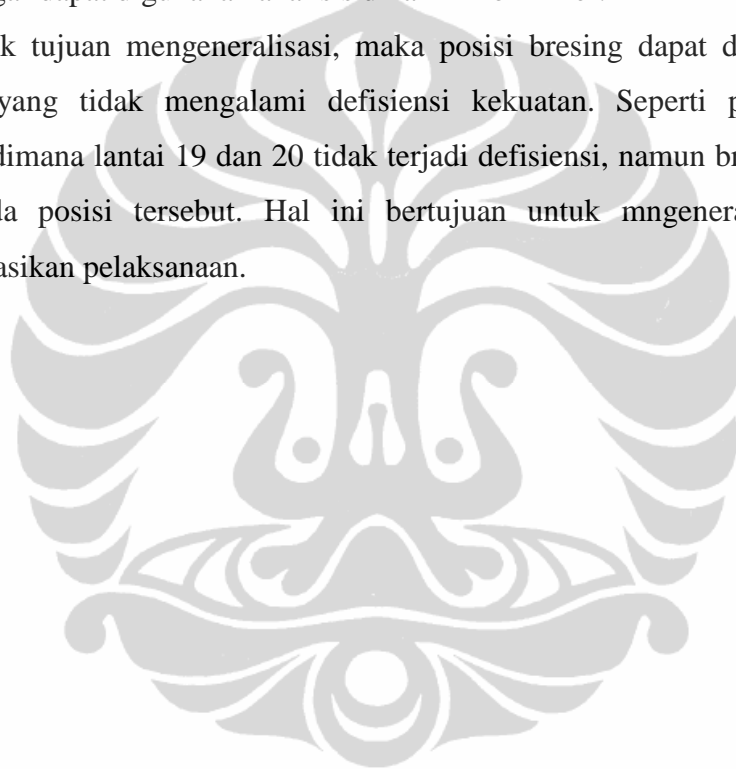
ke 2 dan b ke 4 arah x dan y. Diperoleh posisi penempatan yang paling optimal adalah tipe 3. posisi paling optimal adalah pada perimeter bangunan dan pada jarak $2b$ dan $4b$.

7. Periode alami dari struktur setelah retrofitting berupa penambahan elemen BRBS mengalami penurunan, hal ini menandakan kekakuan struktur semakin bertambah.
8. Kekakuan struktur dual system eksisting meningkat dengan dilakukannya retrofitting dengan penambahan elemen BRBS.
9. Dengan dilakukannya retrofitting, perpindahan lantai akibat gempa rencana yang bekerja menjadi menurun.
10. Hasil analisa statik nonlinier (pushover analysis) untuk struktur dual sistem (DS) dengan BRBS sampai pada target peralihan (performance point) yang dihitung berdasarkan FEMA 356 struktur gedung yang didesain masih memiliki taraf kinerja Immediate Occupancy, artinya struktur masih berada diatas syarat yang ditetapkan yaitu Life safety. Hal ini menunjukkan bahwa gedung yang didesain sudah memenuhi syarat kinerja sesuai FEMA 356 karena gedung di desain sebagai gedung perkantoran.
11. Tingkat Daktilitas struktur retrofitting masih sesuai dengan R rencana yang disyaratkan yaitu 7.8237 karena R untuk sistem struktur dengan bresing tahan tekuk menurut FEMA 356 adalah 7.
12. Sebaran sendi plastis yang terjadi pada elemen bresing adalah yang pertama kali terjadi. Selanjutnya terjadi pada balok pada bidang yang terdapat dinding geser. Sendi plastis pada balok berhenti pada tingkat Immediate Occupancy.

6.2 Saran

Pada penelitian ini dilakukan dengan menggunakan metode analisis statik non linier (pushover). Keterbatasan dari metode analisis statik serta jumlah model yang dianalisis untuk menggeneralisir permasalahan dapat dianggap belum cukup, olehkarena itu ada saran yang diajukan untuk pengembangan selanjutnya yaitu penggunaan analisa statik memberikan keterbatasan dalam desain model yang di analisis, terutama dalam hal tinggi bangunan. Untuk penyempurnaan studi selanjutnya agar dapat digunakan analisis dinamik non linier.

Untuk tujuan menggeneralisasi, maka posisi bresing dapat ditempatkan pada lantai yang tidak mengalami defisiensi kekuatan. Seperti pada kasus bangunan x, dimana lantai 19 dan 20 tidak terjadi defisiensi, namun bresing tetap dipasang pada posisi tersebut. Hal ini bertujuan untuk mngeneralisasi dan mensimplifikasikan pelaksanaan.



DAFTAR REFERENSI

- [1]. AISC 341-05.(2005).*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (An American National Standard)* Vol 1, 6.1.204-212: Chicago.
- [2]. Ali, M. M.,&Moon,K. (2007). *Structural Developments in Tall Building: Current Trends and Future Prospects*. University of Sydney.
- [3]. Applied Technology Council. (2010). *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*. PEER Report 2010/111.
- [4]. ASCE.(2000). *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356. Washington DC.
- [5]. Bertero, Vitelmo V. and Bozorgnia, Yousef. (2004). *Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*.page CRC press: California.
- [6]. Boggs, D. (1995). *Acceleration Indexes for Human Comfort in Tall Buildings-Peak or RMS?*. CTBUH Monograph Chpt.13 : Motion Perception Tolerance and Mitigations 1997.
- [7]. Canney, N, et al. *Performance of Concentrically Braced Frames under Cyclic Loading*.
- [8]. Chaimahawan, Preeda & Pimanmas,Amorn. (2008). *Seismic retrofit of substandard beam-column joint by planar joint expansion*. Journal of structure engineering Elsevier.
- [9]. Choi, Hyunhoon & Kim, Jinkoo.(2003, September 19). *Behaviour and Design of Structure with Buckling Restrained Braces*. Journal of structure engineering Elsevier: Portugal.
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029603002219>
- [10]. Chopra, Anil K. (1995)..*Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- [11]. Comittee 3 CTBUH. (1995). *Structural Systems for Tall Buildings*. Singapore : McGraw Hill.
- [12]. CTBUH. www.ctbuh.org/Portals/0/Tallest/CTBUH_Tallest Indonesia.pdf

- [13]. Di Sarno,L & Manfredi,G. (2010). *Seismic retrofitting with restrained braces: Application to an existing non-ductile RC framed building*. Journal of structure engineering Elsevier: Italy.
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X08000710>
- [14]. Dunai, László. (2011,Maret). Final report : *Type Testing of Buckling restrained braces According to en 15129*: Budapest.
www.starseismic.eu/downloads/110315%20Final%20report%20EWC800.pdf
- [15]. Ginsar, I. M., & Lumantarna, B. *Seismic Performance Evaluation of Building with Pushover Analysis*. Universitas Kristen Petra. Surabaya.
- [16]. Hussain, Saif, et al.(2006). *Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structure :Analysis, Design And Approvals Issues*. Coffman Engineers, Inc: Los Angeles,CA
http://www.coffman.com/documents/news/industry_articles/brbfpaperfinal.pdf
- [17]. Jayachandran, P. (2009). Design of Tall building: Preliminary Design and Optimization. In National Workshop on High-rise and Tall Buildings, University of Hyderabad, India
- [18]. Khaloo, A. R., & Mohseni, M. M. (2008). Nonlinear Seismic Behavior of RC Frames with RC Braces. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* Vol. 9, No. 6, Pages 577-592.
- [19]. Lopez. Walterio A. (2004, April). *Report Steel Tips: Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames*. Oakland.
<http://users.otenet.gr/~agrafiok/seismic/BRBtips.pdf>
- [20]. Merrit, steve, et all. (2003) Final report : *Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling-Restrained Braces*;. University of California, San diego-California.
- [21]. Moestopo, Muslinang & Andarini, Rhonita D. (2010). *Perencanaan Struktur Rangka Baja dengan Bresing Tahan Tekuk*. ITB; Bandung
- [22]. Niroomandi,A et. Al. (2010) *Seismic performance of ordinary RC frames retrofitted at joints by FRP sheets*. Journal of structure engineering Elsevier: Iran.

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029610001318>

- [23]. Paulino, M. R. (2010). *Preliminary Design of Tall Buildings*. Thesis of Worcester Polytechnic Institute.
- [24]. Pedoman Perencanaan dan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPuRdG) .1987.
- [25]. Pranata, Yosafat Aji. (2006). *Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa dengan PUSHOVER ANALYSIS*. Jurnal Teknik Sipil, Vol 3, No 1:Bandung.
- [25]. Rocha, Patricio, et.al. (2004). *Seismic retrofit of RC frames*. Journal of structure engineering Elsevier.
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045794904001385>
- [26]. Schueller, W. (1976). *Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi*.
- [27]. SEAOC. (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Seismology Comitte, SEAOC.
- [28]. Sev, A. *Integrating Architecture and Structural Form in Tall Buildings*. Mimar Sinan University, Turkey.
- [29]. Sev, A., & Ozgen, A. (2009). *Space Efficiency in High-rise Office Building*. METU JFA 2009/2 (26:2) 69-89.
- [30]. Sheth, A. (2008). *Effect of Perimeter Frames in Seismic Performance of Tall Concrete Buildings with Shear Wall Core and Flat Slab System*. World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- [31]. Smith, B. S., & Coull, A. (1991). *Tall Building Structures: Analysis and Design*.
- [32]. SNI 03-1726-2002 : *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan dan Gedung*.
- [33]. SNI 03-1726-20XX : *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan dan Gedung*.
- [34]. Star Seismic Europe Ltd. (2011). *Report : Design Check of BRBF System According to Eurocode 8 Use of Pushover Analysis* .Star Seismic Europe.
www.starseismic.eu
- [35]. Star Seismic Europe Ltd. (2011). *Report : Preliminary design of BRBS system use of equivalent force method*. Star Seismic Europe.

www.starseismic.eu

- [36]. Sung-Woo Shin et al. 2004. *An Evaluation on the Economics of Structural Floor System of Super Tall Buildings*. CTBUH 2004, October 10- 13, Seoul, Korea.
- [37]. Sutjipto, Suradjin. (2010). *Dampak Persyaratan Geser Dasar Seismik Minimum pada RSNi 03-1726-2010 terhadap Gedung Tinggi Terbangun*: Jakarta.
- [38]. Taranath, B. S. (1998). *Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings*.
- [39]. Taranath, B. S. (2005). *Wind and Earthquake Resistant Buildings: Structural Analysis and Design*.
- [40]. Tiago, P & Julio, E. (2010). Case study: *Damage of an RC building after a landslide inspection, analysis and retrofitting*. Journal of structure engineering Elsevier: Portugal.
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S014102961000060X>
- [41]. Urs, A. (2002). *Stability Analysis of Frame Tube Tall Buildings*. Thesis of Department of Civil and Environmental Engineering, Worcester Polytechnic Institute, Worcester, MA.

LAMPIRAN 1

PERHITUNGAN PENENTUAN RESPON SPEKTRUM MENURUT SNI-03-
1726-2010

1. Menentukan nilai spectral percepatan pada 0,2 detik (S_s) dan spectral percepatan pada 1 detik (S_1).



Gambar 5.1 Peta Zonasi Gempa Jakarta SNI-1726-2010

2. Menentukan Koefisien Situs (F_a dan F_v) untuk Jakarta

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_s (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (Batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (Tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	≥ 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah lunak)	<175	<15	<50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas , $PI > 20$ 			

	<p>2. Kadar air, $w \geq 40\%$ dan</p> <p>3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa</p>
SF (Tanah keras yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti pasal 6.9.1)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan $H > 3$m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m) dengan indeks plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/ medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa

Keterangan : N/A = tidak dapat dipakai

Menentukan Koefisien situs (F_a)

Untuk $S_s = 0.686$, maka koefisien situs (F_a) adalah :

Tabel 5.x Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE_R terpetakan pada Periode Pendek, $T = 0,2$ detik, S_s			
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1	1	1.0
SC	1.2	1.2	1.1	1.0
SD	1.6	1.4	1.2	1.1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9

Catatan : Untuk nilai-nilai antara S_s dilakukan interpolasi linier

Menentukan koefisien situs (F_v)

Diketahui $S_1 = 0.3$

Tabel 5.x Koefisien Situs Fv

Kelas situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE_R terpetakan pada Perioda 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1	1	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

Catatan : Untuk nilai-nilai antara S_s dilakukan interpolasi linier

3. Menentukan Spektral Respons Percepatan (Spectral Response Acceleration) S_{DS} dan S_{D1} untuk Jakarta.

$$S_{MS} = S_s \times F_a = 0.911 \text{ g}$$

$$S_{M1} = S_1 \times F_v = 0.84 \text{ g}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = 0.6073 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = 0.56 \text{ g}$$

4. Menghitung parameter respons spectrum desain

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0.56}{0.6073} = 0,1844$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.9211 \text{ g}$$

Untuk periode yang lebih kecil dari , spectrum respons percepatan desain , S_a , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Maka untuk $T = 0$ di dapat nilai $S_a = 0.24267$

Untuk periode yang lebih besar dari T_s , S_a berdasarkan persamaan :

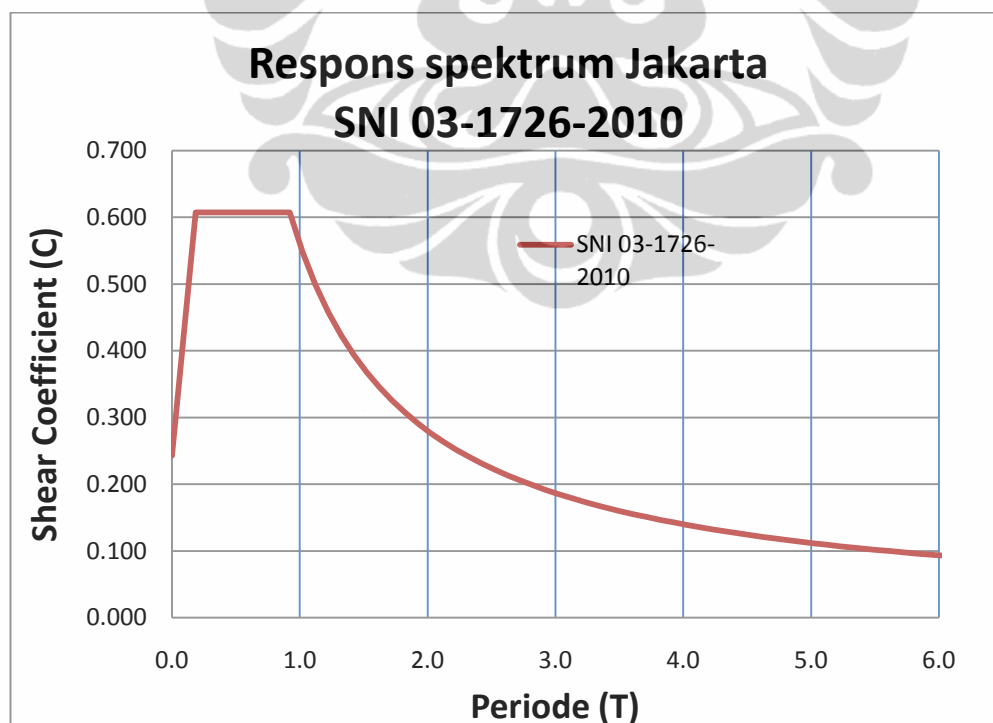
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Membuat grafik respons spectrum

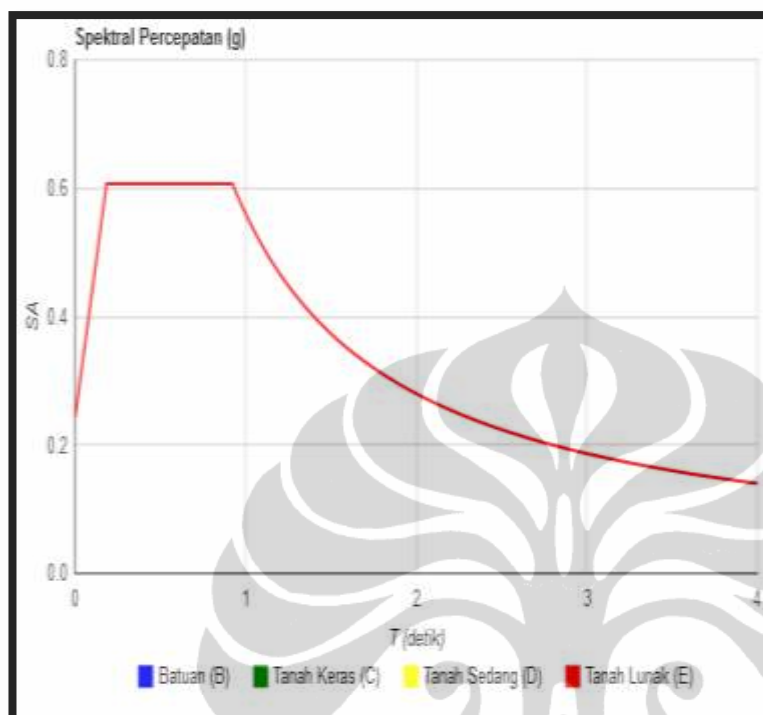
Dari data diatas, maka dapat dibuat grafik sebagai berikut :

Tabel Respons Spektrum Jakarta

T	C	T	C	T	C
0	0.243	2.322056	0.241	4.822056	0.116
0.184411	0.607	2.422056	0.231	4.922056	0.114
0.922056	0.607	2.522056	0.222	5.022056	0.112
1.022056	0.548	2.622056	0.214	5.122056	0.109
1.122056	0.499	2.722056	0.206	5.222056	0.107
1.222056	0.458	2.822056	0.198	5.322056	0.105
1.322056	0.424	2.922056	0.192	5.422056	0.103
1.422056	0.394	3.022056	0.185	5.522056	0.101
1.522056	0.368	3.122056	0.179	5.622056	0.100
1.622056	0.345	3.222056	0.174	5.722056	0.098
1.722056	0.325	3.322056	0.169	5.822056	0.096
1.822056	0.307	3.422056	0.164	5.922056	0.095
1.922056	0.291	3.522056	0.159	6.022056	0.093
2.022056	0.277	3.622056	0.155	6.122056	0.091
2.122056	0.264	4.622056	0.121	6.222056	0.090
2.222056	0.252	4.722056	0.119	6.322056	0.089



Respons spektrum yang di hitung diatas sudah sesuai dengan respons spektrum yang diperoleh dari website resmi [http://www. Puskim.pu.co.id](http://www.Puskim.pu.co.id) , yang grafiknya bisa dilihat di bawah ini :



Gambar 2. Respons spektrum Jakarta (sumber <http://www.puskim.pu>)

ANALISA RESPON SPEKTRUM MENURUT SNI 03-1726-2010

Untuk menganalisa beban gempa dengan respons spektrum, maka harus di hitung dulu analisa statik ekuivalen agar bisa di bandingkan syarat geser dasar dinamik (respons spektrum) telah memenuhi 85% gaya geser dasar statik ekuivalen.

ANALISIS STATIK EKIVALEN SNI 03-1726-2010

Berikut ini disajikan langkah dalam menganalisis struktur sesuai SNI 03-1726-2010:

1. Menentukan kategori resiko untuk perkantoran, $I_e = 1$
2. menentukan spectral response acceleration) S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = 0.686$$

$$S_{D1} = 0.3$$

3. Menentukan kategori desain seismik : D
4. Menentukan waktu getar alami T_c (T dinamik)

Dari Etabs diperoleh :

$$T_c = 3.36 \text{ sec}$$

Pengecekan perioda struktur

- Syarat penentuan perioda struktur

$T_c =$ periode struktur computer.

- $T_c > C_u T_a \rightarrow$ gunakan $T = C_u T_a$
- $T_a < T_c < C_u T_a \rightarrow$ gunakan $T = T_c$
- $T_c < T_a \rightarrow$ gunakan $T = T_a$

- $C_t = 0.0488$ dan $x = 0.75$ diperoleh dari SNI-03 -20xx tabel 15 berikut ini :

Tabel 15 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0488 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

$$T_a = C_t h_n^x = 0.0488 (81)^{0.75} = 1.3176 \text{ sec}$$

Dari tabel 14 diperoleh koefisien batas atas perioda (C_u) = 1.4, sehingga

T_{maks} yang diijinkan = $C_u T_a = 1.4(1.3176) = 1.8446 \text{ sec}$

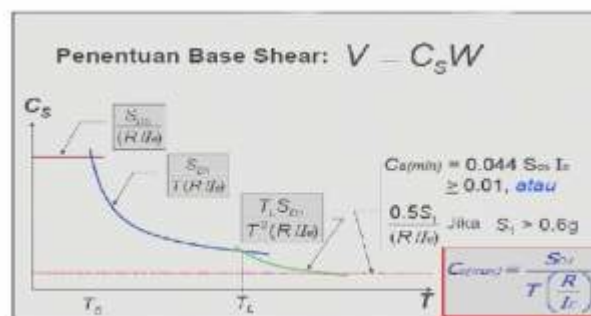
Karena $T_c > T_u C_a$ maka T yang digunakan adalah $T = C_u T_a = 1.8446 \text{ sec}$

- Perhitungan Geser Dasar Seismik

Perhitungan koefisien respons seismik C_s

- Syarat penentuan C_s

Menurut , tabel 9 pada SNI 02-1726-2010, digunakan $R = 7$ untuk sistem ganda SRPMK dengan dinding geser beton bertulang



Gambar. Penentuan Base Shear $V = C_s W$, dan Base Shear Minimum.

Tabel 4.x Penentuan Koefisien Geser dasar (Cs)

$C_s \min = 0.044 S_{ds}$ Ie	$C_s =$ Sds/(R/I)	$C_{smax} =$ Sd1/T(R/I)	Cs yang dipakai
0.030184	0.098	0.043368896	0.043368896

Diketahui $S_{d1}=0.56$

- Perhitungan gaya geser dasar respons ragam pertama (V_1) =
Massa total bangunan = 23625718,87 kg

lantai	Berat Efektif	lantai	Berat Efektif
20	1,046,562.67	10	1,182,970.40
19	1,179,857.69	9	1,183,362.62
18	1,176,192.95	8	1,186,836.45
17	1,174,524.76	7	1,188,832.91
16	1,174,178.50	6	1,190,839.35
15	1,178,368.36	5	1,196,428.59
14	1,180,718.67	4	1,203,462.78
13	1,185,040.06	3	1,209,744.13
12	1,180,918.62	2	1,214,176.26
11	1,182,674.26	1	1,235,290.04
			23650980.1

$$V_1 = C_s \times W_t = 0.041174636 \times 23650980.1 = 1,025,716.89 \text{ kg}$$

$$0.85 V \text{ statik} = 871,859.36 \text{ kg}$$

- Gaya Lateral tiap lantai (SNI pasal 7.8.3) :

$$F_x = C_{vx} V$$

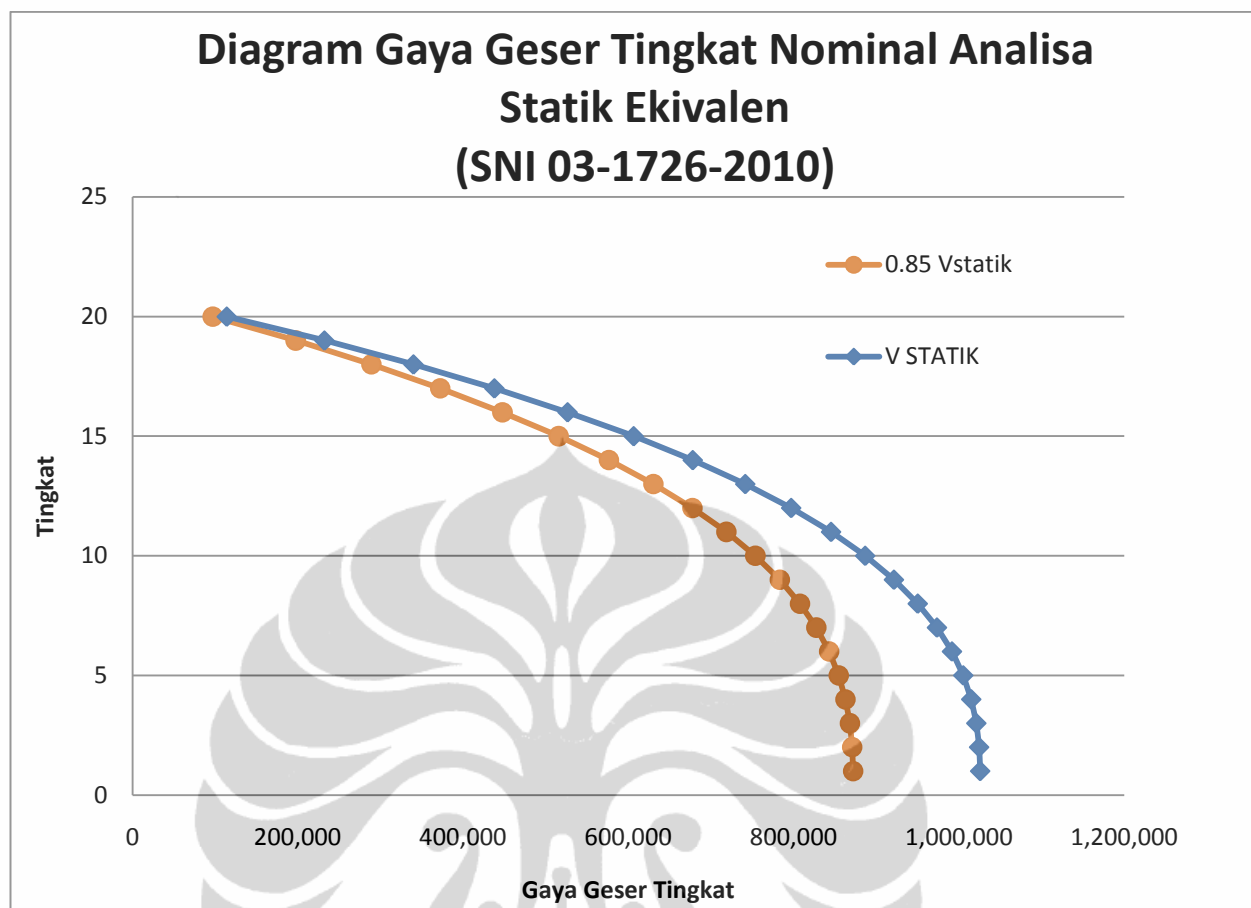
Dan

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

Nilai k di peroleh dari interpolasi : $k = 1.673232$

Tabel 4.x Gaya lateral tiap lantai (kgf-m) arah x dan y

lantai	Berat Efektif	Tinggi	$w_x h_x^k$	$C_{vx} = \frac{w h_x^4}{\sum w_i h_i^4}$	$F_x = C_{vx} \cdot V$	Story shear, V_{ix}
20	1,046,562.67	81.00	1,626,907,661.89	0.11	114,079.66	114,079.66
19	1,179,857.69	77.00	1,685,178,063.02	0.12	118,165.62	232,245.28
18	1,176,192.95	73.00	1,536,564,017.45	0.11	107,744.72	339,990.00
17	1,174,524.76	69.00	1,396,388,582.10	0.10	97,915.54	437,905.54
16	1,174,178.50	65.00	1,263,296,780.11	0.09	88,583.07	526,488.61
15	1,178,368.36	61.00	1,140,049,901.67	0.08	79,940.93	606,429.54
14	1,180,718.67	57.00	1,019,837,711.71	0.07	71,511.58	677,941.12
13	1,185,040.06	53.00	906,304,326.73	0.06	63,550.56	741,491.68
12	1,180,918.62	49.00	792,079,329.74	0.05	55,541.04	797,032.72
11	1,182,674.26	45.00	687,963,654.40	0.05	48,240.39	845,273.11
10	1,182,970.40	41.00	588,931,218.71	0.04	41,296.18	886,569.30
9	1,183,362.62	37.00	496,195,650.59	0.03	34,793.51	921,362.81
8	1,186,836.45	33.00	410,990,807.75	0.03	28,818.90	950,181.71
7	1,188,832.91	29.00	331,679,200.93	0.02	23,257.53	973,439.24
6	1,190,839.35	25.00	259,212,661.69	0.02	18,176.14	991,615.38
5	1,196,428.59	21.00	194,563,134.74	0.01	13,642.87	1,005,258.25
4	1,203,462.78	17.00	137,447,549.69	0.01	9,637.90	1,014,896.15
3	1,209,744.13	13.00	88,219,231.32	0.01	6,185.98	1,021,082.13
2	1,214,176.26	9.00	47,871,889.66	0.00	3,356.80	1,024,438.93
1	1,235,290.04	5.00	18,225,122.51	0.00	1,277.96	1,025,716.89
	23650980.1		14627906496.4			



2. Analisa Respons Spektrum

Pada analisa ini, beban gempa respons spektrum dimasukkan ke dalam program ETABS, dengan mempertimbangkan faktor reduksi ($g \times I/R = 9.8 \times 1/8.5 = 1.54$) dan eksentrisitas bangunan. Analisa menggunakan CQC (modal combination) dan SRSS (directional combination). Damping digunakan 5%.

Gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisa respons spectrum minimum adalah 588,426.62 kg. sedangkan 0.85 gaya geser statik ekivalen diperoleh sebesar 871,859.36 kg.

Dengan demikian apabila gaya geser dasar hasil analisa respons spectrum lebih kecil dari 85% gaya geser dasar static ekivalen, maka ordinat respon spectrum harus dikalikan dengan nilai $0.85 V/V_t$ dimana :

V = gaya geser dasar dari perhitungang static ekivalen

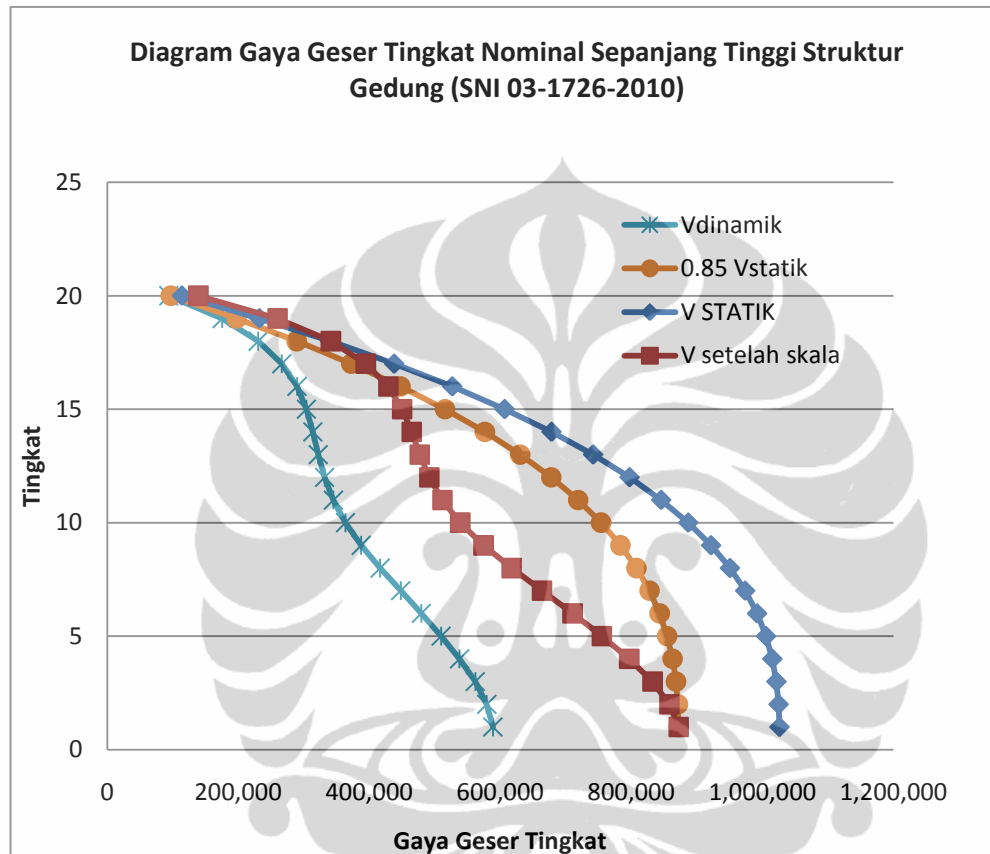
V_t = gaya geser dasar dari kombinasi modal respons spectrum

- Gaya geser dasar nominal :

$$V \geq 0.85V_1$$

$$V = 0.85 (972,780.38) = 826863,32 \text{ kg}$$

Tabel Perbandingan gaya geser statik dan dinamik

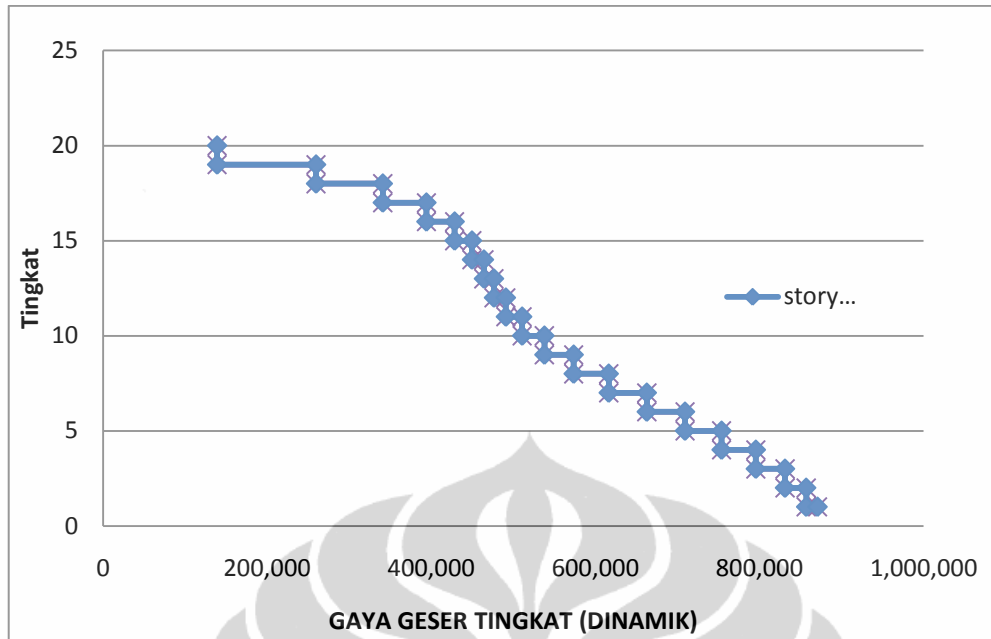


Gambar . diagram gaya geser tingkat nominal sepanjang tinggi gedung (SNI 03-1726-2010)

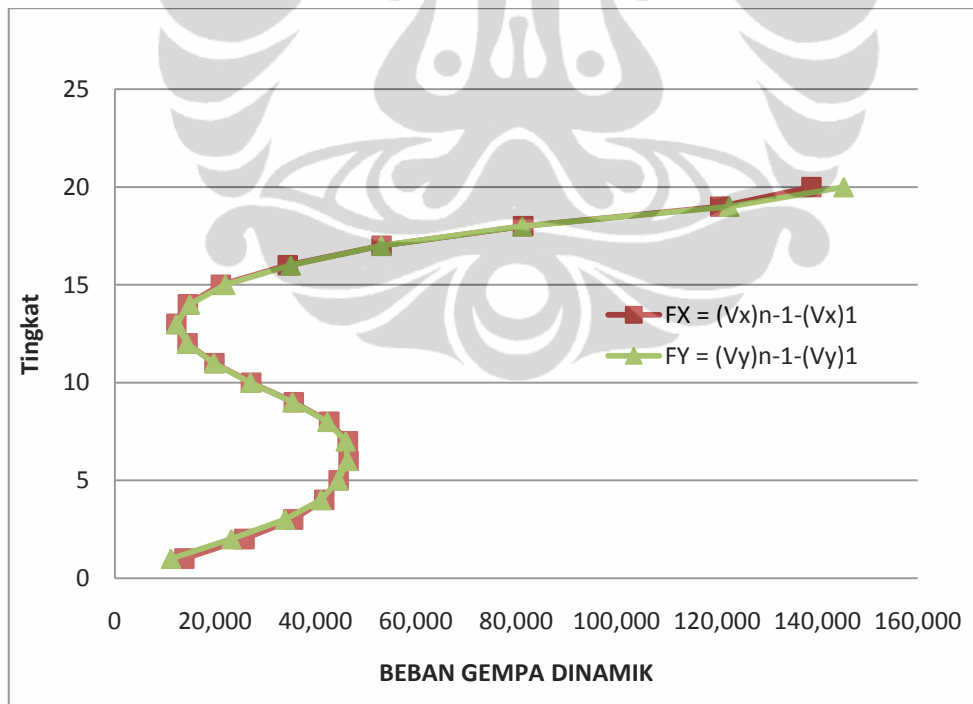
Selanjutnya, berdasarkan peraturan pasal 7.2.4 disebutkan bahwa pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang telah disesuaikan nilainya menurut Pasal 7.2.3 dapat ditentukan beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang bersangkutan (selisih gaya geser tingkat dari 2 tingkat berturut-turut), yang bila perlu diagram atau kurvanya dimodifikasi terlebih dulu secara konservatif untuk mendapatkan pembagian beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang lebih baik sepanjang tinggi struktur gedung. Beban-beban gempa

nominal statik ekuivalen ini kemudian dapat dipakai dalam suatu analisis statik ekuivalen 3 dimensi biasa.

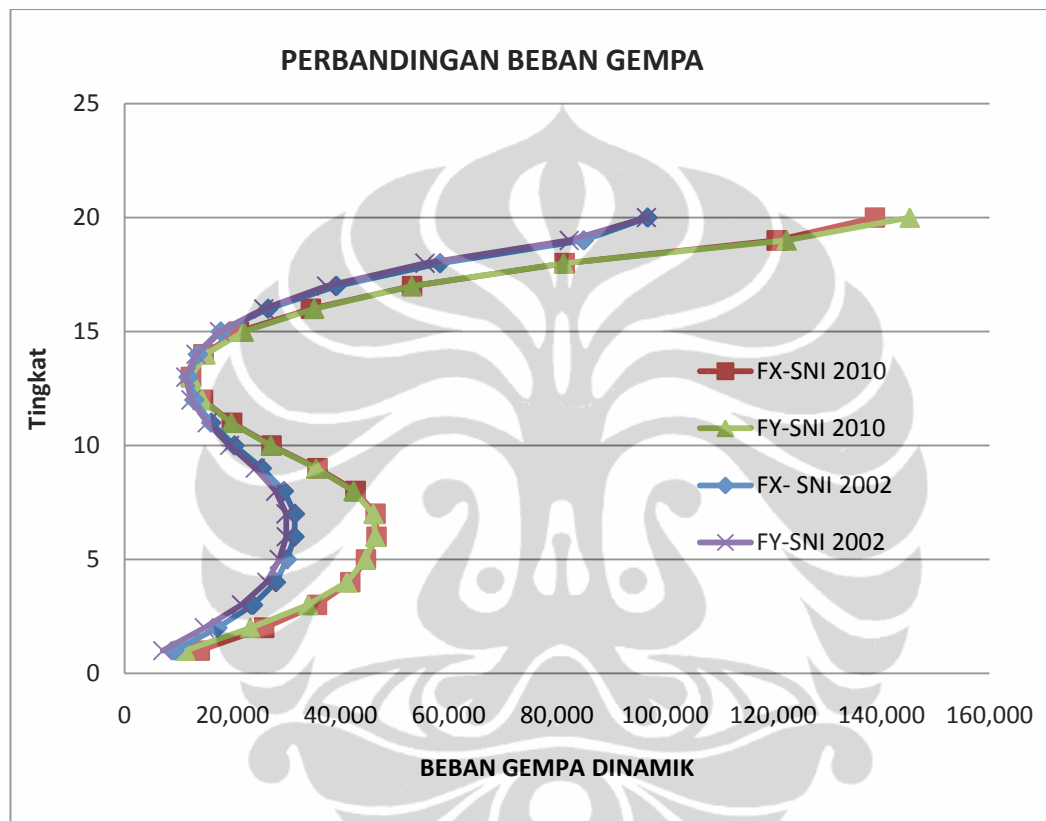
Story	VX	$F_x = (V_x)_{n-1} - (V_x)_1$	VY	$F_y = (V_y)_{n-1} - (V_y)_1$
STORY20	138,803.75	138,803.75	145210.21	145,210.21
STORY19	259,441.06	120,637.31	267632.16	122,421.95
STORY18	340,816.71	81,375.65	348817.43	81,185.27
STORY17	393,979.78	53,163.07	401925.97	53,108.54
STORY16	428,418.53	34,438.75	436970.2	35,044.23
STORY15	449,539.44	21,120.91	458977.8	22,007.60
STORY14	464,115.85	14,576.41	473920.8	14,943.00
STORY13	476,380.41	12,264.56	486183.76	12,262.96
STORY12	490,870.77	14,490.36	500553.24	14,369.48
STORY11	510,730.78	19,860.01	520277.79	19,724.55
STORY10	537,891.87	27,161.09	547290.58	27,012.79
STORY9	573,545.27	35,653.40	582694.56	35,403.98
STORY8	616,256.32	42,711.05	625038.29	42,343.73
STORY7	662,678.73	46,422.41	671050.6	46,012.31
STORY6	709,274.69	46,595.96	717405.82	46,355.22
STORY5	753,892.03	44,617.34	761914.59	44,508.77
STORY4	795,630.53	41,738.50	803004.19	41,089.60
STORY3	831,193.32	35,562.79	836939.97	33,935.78
STORY2	857,007.73	25,814.41	860168	23,228.03
STORY1	870,871.40	13,863.67	871353.95	11,185.95



Gambar 3 Gaya geser tingkat (dinamik)



Dari analisa inilah diperoleh bahwa dengan gempa sni 2010 yang respons spektrumnya lebih rendah(di asumsikan aman) ternyata gaya gesernya lebih besar dari sni 2002 akibat faktor skala Di bawah ini ditampilkan perbandingan gaya geser struktur yang diteliti yang dianalisis dengan peraturan sni-03 1726-2002 dan sni 03-1726-2010.



Adanya peningkatan beban gempa dinamik seperti grafik diatas mengindikasikan akan terjadinya suatu defisiensi pada struktur , baik itu dalam kekuatan, kekakuan maupun daktilitas struktur, yang selanjutnya akan diteliti

Bila dilihat dari langkah yang dilakukan, yang mempengaruhi hal di atas adalah nilai C_s = nilai koefisien geser dasar. Nilai C_s di SNI 2002 < dari C_s dari SNI 2010

Dilihat dari rumus gaya geser dasar = $V = C_s \cdot W_t$, maka

Maka akan dihasilkan gaya geser $V_{2002} < V_{2010}$

Syarat $V > 0.8 V$ untuk analisa SNI 2002 terpenuhi

Syarat $V > 0.85 V$ untuk analisa SNI 2010 tidak terpenuhi