



TESIS – RC14-2501

**ANALISA PRILAKU STRUKTUR RANGKA BAJA
PENAHAN GEMPA EKSENTRIS DENGAN
MODIFIKASI SISTEM *SELF-CENTERING***

**MASRURI ANWAR
NRP. 03111650020001**

**DOSEN PEMBIMBING :
BUDI SUSWANTO, ST, MT, Ph.D**

**PROGRAM MAGISTER
BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2018**



TESIS – RC14-2501

**ANALISIS PRILAKU STRUKTUR RANGKA BAJA
PENAHAN GEMPA EKSENTRIS DENGAN
MODIFIKASI SISTEM *SELF-CENTERING***

**MASRURI ANWAR
NRP. 03111650020001**

**DOSEN PEMBIMBING :
BUDI SUSWANTO, ST, MT, Ph.D**

**PROGRAM MAGISTER
BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2018**



THESIS – RC14-2501

**ANALYSIS OF ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)
STRUCTURE WITH SELF CENTERING SYSTEM
MODIFICATION**

MASRURI ANWAR
Student ID 03111650020001

SUPERVISOR :
BUDI SUSWANTO, ST, MT, Ph.D

**POST GRADUATE PROGRAM
MASTER PROGRAM OF STRUCTURE
CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
FACULTY OF CIVIL, ENVIROTMENTAL AND GEO ENGINEERING
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2018**

LEMBAR PENGESAHAN

**Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar
Magister Teknik (M.T.)
di
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya**

Oleh:
Masruri Anwar
NRP. 03111650020001

Tanggal Ujian : 2 juli 2018
Periode Wisuda : Maret 2019

Disetujui oleh:

- 
1. **Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.** (Dosen Pembimbing)
NIP. 197301281998021002



 2. **Prof. Ir. Priyo Suprobo, M.S., Ph.D.** (Dosen Penguji I)
NIP. 195909111984 031001



 3. **Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S** (Dosen Penguji II)
NIP. 195902131987011001



 4. **Bambang Piscesa, S.T. M.T. Ph.D** (Dosen Penguji III)
NIP. 198403182008121002



Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember


IDAA Warmadewanthi, S.T., M.T., Ph.D
NIP. 197502121999032001

ANALISIS PRILAKU STRUKTUR RANGKA PENAHAN GEMPA EKSENTRIS DENGAN MODIFIKASI SISTEM *SELF-CENTERING*

Nama Mahasiswa : Masruri Anwar
NRP : 03111650020001
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Konsultasi : Budi Suswanto ST, MT, Ph.D

ABSTRAK

Konsep Dasar untuk Desain *EBF* adalah Kekuatan dan daktilitas struktur portal yang dirancang dengan berhubungan langsung dengan kekuatan Dan daktilitas dari link. Untuk desain *EBF* disipasi energi gempa terjadi melalui deformasi plastic pada elemen *link* selama gempa besar terjadi.

Sistem struktur penahan gempa yang disebut sistem *self-centering* adalah sistem yang menggunakan perilaku kesenjangan-pembukaan (*Gap Opening*) di sendi kritis yang dipilih antara elemen struktural utama tanpa mengesampingkan disipasi energi pada elemen untuk memberikan perilaku pelunakan nonlinier, daktilitas, dan energi disipasi tanpa deformasi inelastis yang signifikan yang mengakibatkan kerusakan pada bagian struktur utama terkait. Energi elastis untuk mengembalikan posisi elemen struktur disediakan oleh post-tensioning tendon, serta dapat membantu menghilangkan sisa drift.

Simpangan lateral dan drift yang dihasilkan pada model gedung SCEBF-SL lebih kecil dibandingkan dengan dua model gedung yang lain, dan Model gedung SCEBF-LL memiliki nilai simpangan deck terbesar. Dengan demikian struktur gedung yang menggunakan *short link* (*link* pendek) memberikan respon yang lebih baik dibandingkan *intermediate link* (*link* menengah) maupun *long link* (*link* panjang). Diagram histeresis menunjukkan bahwa model SCEBF-IL memiliki nilai tegangan terbesar pada *drift* maksimal dibandingkan dengan model SCEBF-SL maupun SCEBF-LL.

Kata Kunci : *SC-EBF* , *Self-centering* , *Post-tensioning tendon*

ANALYSIS OF ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF) STRUCTURE WITH SELF CENTERING SYSTEM MODIFICATION

Student Name : Masruri Anwar
Student ID : 03111650020001
Supervisor : Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D

ABSTRACT

Basic concepts for EBF design are strength and ductility of portal structure designed to deal directly with the strength and ductility of the link. For the design of EBF earthquake energy dissipation occurs through plastic deformation of the link element during a large earthquake

An earthquake retaining structure system called a self-centering system is a system that uses gap opening behavior at selected critical joints between the main structural elements without overriding the energy dissipation of the element to provide nonlinear softening behavior, ductility, and dissipation energy without deformation significant inelastic resulting in damage to the main structural parts related. Elastic energy to restore the position of structural element is provided by post-tensioning tendons, and can help eliminate residual drift.

The lateral deviation and drift generated in the SCEBF-SL building model are smaller than the other two building models, and the SCEBF-LL building model has the largest deck deviation value. Thus the building structure that uses short links provides a better response than intermediate links and long links. The hysteresis diagram shows that the SCEBF-IL model has the greatest stress value on maximum drift compared to the SCEBF-SL and SCEBF-LL

Kata Kunci : SC-EBF , Self-centering , Post-tensioning tendon

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Proposal tesis berjudul ANALISA PRILAKU STRUKTUR RANGKA BAJA PENAHAN GEMPA EKSENTRIS DENGAN MODIFIKASI SISTEM *SELF-CENTERING* seperti yang diharapkan. Proposal tesis ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar Magister Teknik di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Selama proses pengerjaan Proposal Tesis, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan, dan bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penulis menyampaikan terima kasih kepada:

1. Budi Suswanto ST, MT, Ph.D selaku dosen konsultasi yang dengan sabar dan sepuh hati membimbing, mengarahkan, dan memberikan saran untuk penulis.
2. Bapak dan Ibu Dosen Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya yang tidak mungkin disebutkan satu persatu, atas ketekunan memberikan ilmu-ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Keluarga Besar Angkatan 2016, kalian keluarga baru yang sangat hebat. Semoga suatu hari nanti kita bisa bertemu dan berkumpul disuasana yang jauh lebih membanggakan.

Penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kesalahan dalam penyusunan Proposal Tesis ini, oleh karena itu penulis mengharapkan saran dan kritik agar lebih baik lagi di masa mendatang.

Surabaya, 3 oktober 2018

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	v
ABSTRAK	vii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR.....	xiii
DAFTAR TABEL	xv
BAB I.....	1
1.1 Pendahuluan	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan Penelitian.....	3
1.4 Batasan Penelitian.....	4
1.5 Tujuan Penelitian	4
BAB II	5
2.1 Eccentrically Braced Frames (EBF).....	5
2.2 Self Centering Eccentrically Braced Frame (SC-EBF)	6
BAB III.....	9
3.1 Diagram Alir.....	9
3.2 Studi Literatur.....	10
3.3 Preliminary Design.....	10
3.4 Analisis Pembebanan	14
3.4.1 Beban Mati	14
3.4.2 Beban Hidup	15
3.4.3 Beban Gempa	16
3.4.4 Kombinasi Pembebanan.....	23
3.5 Konsep Perencanaan Struktur Baja	23
3.5.1 Desain Balok	23
3.5.2 Desain Kolom	27
3.5.3 Desain Balok- Kolom.....	29

3.5.4	Desain Elemen <i>Link</i>	31
3.6	Pemodelan dan analisa struktur.....	35
3.7	Kontrol Kekuatan Penampang.....	40
BAB IV	Pembahasan.....	49
4.1	Analisa Struktur.....	49
4.1.1	Kontrol Pemodelan dengan SAP 2000.....	49
4.1.2	Kontrol Penampang.....	56
4.2	Simpang Lateral dan <i>Drift</i>.....	56
4.3	Analisa Prilaku Portal dengan ABAQUS.....	58
4.4	Diagram Histeresis pada Portal SCEBF.....	67
4.5	Verifikasi.....	68
BAB V	Kesimpulan dan Saran.....	73
DAFTAR PUSTKA	71

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	konfigurasi dan mekanisme plastik pada <i>EBF</i>	7
Gambar 2.2	Skema hubungan <i>link</i> setelah terjadi <i>gap opening</i>	8
Gambar 2.3	Penampang perangkat Post-tensioned.....	8
Gambar 2.4	<i>hysteretic curve</i>	9
Gambar 2.5	<i>Cyclic behaviour</i> dari SMA	9
Gambar 3.1	Diagram alur penelitian.....	10
Gambar 3.2	Model portal SC-EBF 1	12
Gambar 3.3	Model portal SC-EBF 2	12
Gambar 3.4	Model portal SC-EBF 3	13
Gambar 3.5	Model denah.....	14
Gambar 3.6	Model struktur gedung SC-EBF 1.....	14
Gambar 3.7	Model struktur gedung SC-EBF 2.....	15
Gambar 3.8	Model struktur gedung SC-EBF 3.....	16
Gambar 3.9	Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	19
Gambar 3.10	Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung- Ujung Ideal.....	19
Gambar 3.11	Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung- Ujung Ideal.....	33
Gambar 3.12	Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang	33
Gambar 4.1	Bidang kolom yang ditinjau	49
Gambar 4.2	<i>Steel design check</i>	56
Gambar 4.3	Simpangan gedung	57
Gambar 4.4	<i>Drift</i> gedung	57
Gambar 4.5	Kontur tegangan SCEBF-SL.....	58
Gambar 4.6	Kontur tegangan SCEBF-IL.....	58
Gambar 4.7	Kontur tegangan SCEBF-LL.....	59
Gambar 4.8	Kurva tegangan dan <i>drift ratio</i> SCEBF-SL.....	61

Gambar 4.9	Kurva tegangan dan <i>drift ratio</i> SCEBF-IL	63
Gambar 4.10	Kurva tegangan dan <i>drift ratio</i> SCEBF-LL	65
Gambar 4.11	Kurva tegangan dan <i>drift ratio</i>	66
Gambar 4.12	Kurva akibat beban siklik pada model SCEBF-SL.....	67
Gambar 4.13	Kurva akibat beban siklik pada model SCEBF-IL.....	67
Gambar 4.15	Kurva akibat beban siklik pada model SCEBF-LL.....	68
Gambar 4.16	Letak sendi plastis pada portal SCEBF-SL.....	69
Gambar 4.17	Letak sendi plastis pada portal SCEBF-IL.....	69
Gambar 4.18	Letak sendi plastis pada portal SCEBF-LL.....	69
Gambar 4.19	Kurva <i>push over</i> hasil SAP 2000	71

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Model portal	13
Tabel 3.2	Model gedung	16
Tabel 3.3	Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung	17
Tabel 3.4	Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung	18
Tabel 3.5	Koefisien Situs F_a	20
Tabel 3.6	Koefisien Situs F_v	20
Tabel 3.7	Klasifikasi Situs	21
Tabel 3.8	Kategori Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa.....	22
Tabel 3.9	Faktor Keutamaan Gedung	22
Tabel 3.10	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek.....	23
Tabel 3.11	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik.....	23
Tabel 3.12	Mencari Nilai ω	30
Tabel 4.1	Perhitungan beban yang bekerja pada kolom.....	50
Tabel 4.2	Ratio partisipasi massa.....	51
Tabel 4.3	Periode dan frekuensi struktur.....	52
Tabel 4.4	Kontrol nilai gaya geser	53
Tabel 4.5	Kontrol simpangan antar lantai SCEBF-SL.....	54
Tabel 4.6	Kontrol simpangan antar lantai SCEBF-IL.....	55
Tabel 4.7	Kontrol simpangan antar lantai SCEBF-SL.....	55
Tabel 4.8	Hasil deformasi dan nilai tegangan SCEBF-SL.....	59
Tabel 4.9	Hasil deformasi dan nilai tegangan SCEBF-IL.....	62
Tabel 4.10	Hasil deformasi dan nilai tegangan SCEBF-LL.....	64

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Pendahuluan

Struktur Rangka Baja Penahan Gempa Eksentris atau *Eccentrically Braced Frame (EBF)* diusulkan sebagai struktur rangka baja penahan gempa dengan tujuan untuk memenuhi syarat desain gempa modern pada beban gempa sedang. *Eccentrically Braced Frame (EBF)* menunjukkan kekakuan lateral yang serupa dengan *Concentrly Braced Frame (CBF)*, dan keuletan serupa dengan *Frame Momen Resisting Frame (MRF)* (Musmar, 2011). *EBF* menggabungkan keuntungan dari tingginya kekakuan elastik dan tingginya daktilitas pada *Story Drift*. Kekakuan elastis dari bingkai yang diperkuat secara konsentris dengan keuletan dan disipasi energi yang stabil pada frame penahan momen. Tipe struktur yang digunakan adalah sistem rangka penahan gempa dengan meninjau kegagalan leleh pada salah satu segmen struktur yang disebut dengan *link*.

Ketika terjadi beban gempa ekstrim, desain gempa konvensional memiliki fokus utama yaitu memastikan pencegahan keruntuhan agar menjamin keselamatan manusia didalam gedung (Yu, et al., 2016). Untuk desain *EBF* disipasi energi gempa terjadi melalui deformasi plastic pada elemen *link* selama gempa besar terjadi. Namun, deformasi plastic pada *link* dapat mengakibatkan rangka dalam kondisi kegagalan struktur yang permanen dan sulit untuk diperbaiki setelah gempa terjadi (Yu, et al., 2016).

Menurut Richard Sause dan James M. Ricles pendekatan alternative desain berkonsentrasi pada struktur yang mengalami kegagalan agar dapat diperbaiki untuk mencapai kinerja pada kondisi gempa yang lebih tinggi. Sedangkan struktur utama tetap direncanakan untuk tetap berdeformasi *inelastic* minor. Jadi setelah terjadi kerusakan akibat gempa hanya elemen khusus yang perlu diganti. Dalam hal ini *self recentering systems* akan menyediakan suatu elemen yang elastis yang akan kembali ke posisi *undeformed* aslinya.

Sistem struktur penahan gempa yang disebut sistem *self-centering* telah dipelajari secara eksperimental dan analitis. Sistem ini menggunakan perilaku kesenjangan-pembukaan di sendi kritis yang dipilih antara elemen struktural utama tanpa mengesampingkan disipasi energi pada elemen untuk memberikan perilaku pelunakan nonlinier, daktilitas, dan energi disipasi tanpa deformasi inelastis yang signifikan yang mengakibatkan kerusakan pada bagian struktur utama terkait. Energi elastis untuk mengembalikan posisi elemen struktur disediakan oleh post-tensioning tendon, serta dapat membantu menghilangkan sisa drift.

Post-tensioning tendon dalam struktur beton diteliti oleh Walsh dan Kurama (2008) dengan cara dimasukkannya kabel tendon yang tidak terikat dalam struktur dapat mengurangi retak beton dan penundaan pelelehan pada tulangan. Selain itu, struktur ini menawarkan kemampuan *self-centering* melalui kekuatan post-tensioning-nya. (Roke et al. 2009) meneliti kerusakan-bebas pada SC-CBF. Konfigurasi frame ini bertujuan untuk meminimalkan kerusakan struktural di saat terkena beban gempa. Koneksi dasar kolom mengizinkan kolom untuk mengangkat dari dasar.

Sebelumnya sudah ada penelitian berkaitan dengan penggunaan sistem *self-centring* pada sistem struktur rangka baja penahan gempa. Garlock dan Blaisdell (2006) melakukan penelitian dengan judul "*Collector Beam Interaction with Steel Self-Centering Moment Frames*" Pada penelitiannya Garlock dan Blaisdell melakukan analitis dan evaluasi efek dari kekakuan lantai diafragma, kekuatan, dan konfigurasi pada respon seismik dari SC-MRF. Dengan menggunakan Sistem yang terdiri dari konfigurasi rangka baja dengan ditambahkan Post-tensioning Tendon dan disipatif energi bar pada SC-MRF yang dimodelkan pada bangunan prototipe untuk 6-story 6-bay struktur rangka baja dengan lebar total 30 kaki dan tinggi total 13 kaki. Bangunan prototipe akan dikenakan beban nonlinear dan dianalisis menggunakan *time history*. Menurut hasil analisis, dengan menggunakan lebih besar kolektor menunjukkan perpindahan relatif kecil antara SC-MRF dan sistem lantai Selain itu, dengan menggunakan kolektor balok yang lebih kecil menghasilkan leleh pada kolektor balok yang menyebabkan perpindahan lebih kecil dan mengakibatkan rotasi serta drift residual yang lebih besar. Akhirnya, menggunakan jumlah yang lebih besar dari kolektor balok meningkatkan performa

melalui menambahkan redundansi dengan mengurangi persentase leleh kolektor balok pada rangka struktur. Hal ini menunjukkan bahwa sistem dapat dengan baik melakukan disipasi energi dan kembalinya elemen pada posisi semula.

Berikutnya sistem self-centering akan dikombinasikan dengan struktur penahan gempa eksentris. Dimana tinjauan kesenjangan-pembukaan akan dilakukan pada elemen link struktur EBF. Menambahkan Post-tensioning tendon serta disipasi energi bar. Dalam penelitian ini akan ditinjau bagaimana perilaku struktur penahan gempa eksentris dengan menambahkan Post-tensioning tendon dan disipasi energi bar dalam kinerja menghadapi beban gempa.

1.2 Rumusan Masalah

Dalam penelitian ini untuk dapat memperoleh hasil , maka ada beberapa masalah yang terlebih dahulu diselesaikan , yaitu :

1. Bagaimana memodelkan bangunan Gedung baja dengan menggunakan system SC EBF menggunakan tiga kriteria link menggunakan program SAP 2000 ?
2. Bagaimana perilaku Gedung SCEBF dilihat dari nilai simpang antar lantai dan *drift story* ?
3. Bagaimana memodelkan portal SCEBF menggunakan tiga kriteria link menggunakan program bantu ABAQUS ?
4. Bagaimana perilaku portal SCEBF menggunakan tiga kriteria link yang diberikan beban siklik ?

1.3 Tujuan Penelitian

Sesuai rumusan penelitian diatas , maka tujuan penelitian yaitu :

1. Mengetahui memodelkan bangunan Gedung baja dengan menggunakan system SC EBF menggunakan tiga kriteria link menggunakan program SAP 2000.
2. Mengetahui perilaku Gedung SCEBF dilihat dari nilai simpang antar lantai dan *drift story* .
3. Mengetahui memodelkan portal SCEBF menggunakan tiga kriteria link menggunakan program bantu ABAQUS.

4. Mengetahui perilaku portal SCEBF menggunakan tiga kriteria link yang diberikan beban siklik ?

1.4 Batasan Penelitian

Dalam penelitian ini diberikan batasan dalam mengerjakannya ,antara lain :

1. Tidak melakukan pengujian eksperimental
2. Pembuatan model dilakukan menggunakan *software* Abaqus
3. Perilaku yang di tinjau dalam struktur portal sederhana
4. Tidak memperhitungkan struktur bagian bawah pondasi
5. Tidak menghitung rencana anggaran perencanaan

1.5 Manfaat Penelitian

Dalam penelitian ini mempunyai maksud dan tujuan antara lain :

1. Ikut serta dalam pengembangan ilmu ketekniksipilin khususnya bidang keahlian struktur untuk material baja
2. Sebagai referensi untuk penelitian selanjutnya yang berkaitan tentang struktur gedung baja

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Eccentrically Braced Frames (EBF)

Eccentrically Braced Frames (EBF) adalah rangka baja dengan konfigurasi rangka dimana terdapat bracing yang paling sedikit satu ujung di setiap jepitan harus terhubung secara eksentris dengan rangka struktur portalnya (Musmar, 2011).

Karakteristik yang membedakan *Eccentrically Braced Frames (EBF)* dengan desain struktur tahan gempa MRF dan CBF adalah adanya penghubung yang terdapat pada setidaknya salah satu ujung dari bracing yang disebut sebagai link. Link berfungsi sebagai sekering (fuse) yang membatasi distribusi gaya pada bracing dan elemen struktur lainnya sehingga struktur stabil dan perilaku histerisis akibat beban siklik dapat diramalkan. Konfigurasi sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)*. (Engelhart dan Popov, 1989, 1992).

Konsep Dasar untuk Desain *EBF* adalah Kekuatan dan daktilitas struktur portal yang dirancang dengan berhubungan langsung dengan kekuatan Dan daktilitas dari link (P.Popov, et al., 1986).

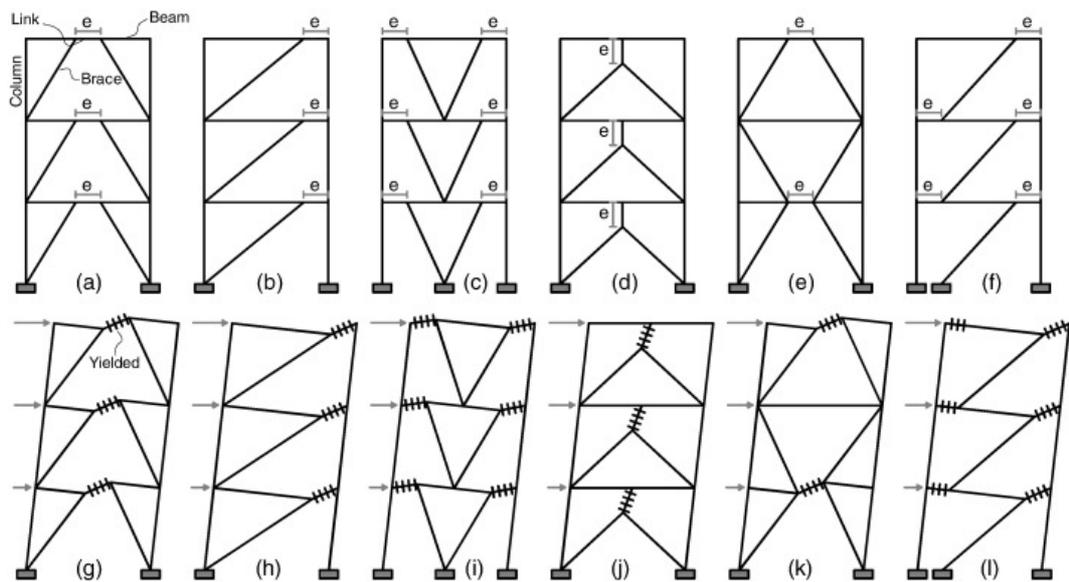
2.1.1 Elemen Link

Pada desain *EBF*, kondisi inelastik dibawah pembebanan siklik dibatasi hanya terjadi pada link, dengan desain dan detailing yang menyebabkan link mampu menahan deformasi yang besar tanpa kehilangan kekuatan. Link berperan sebagai ductile fuse, mendisipasi energi sepanjang perilaku histerisis yang stabil dan membatasi gaya terhadap brace, kolom dan balok diluar link. Dengan membuat elemen link sebagai elemen yang terlemah dari struktur, pelaku desain (designer) dapat memastikan kelelahan muncul pada elemen link dan menjaga tidak terjadi kegagalan pada elemen non-ductile seperti tekuk pada brace (Engelhart dan Popov, 1989).

Panjang segmen link (e) adalah salah satu parameter kunci yang mengendalikan kekakuan, kekuatan, keuletan, dan perilaku sistem *EBF*. Rasio panjang link, $\rho = e / (M_P / V_P)$, di mana M_P dan V_P adalah momen plastik dan

kapasitas geser plastis dari link, memberikan ukuran yang mudah untuk perilaku hasil. (Azad & Topkaya, 2017)

Semakin pendek link, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang link. Untuk link yang sangat pendek gaya geser link mencapai kapasitas geser plastis $V_p = 0.6.d.tw.F_y$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_p = Z_x.F_y$, dan link leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. Link geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada web (Yurisman, 2010).



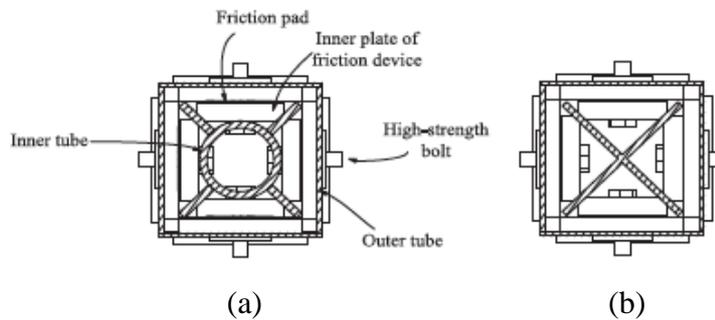
Gambar 2.1 konfigurasi dan mekanisme plastik pada *EBF* (Azad & Topkaya, 2017)

2.2 Self Centering Eccentrically Braced Frame (SC-EBF)

Konfigurasi tipikal dari *Self Centering Eccentrically Braced Frame (SC-EBF)* yang diusulkan (Yu, et al., 2016) dengan detail hubungan *link end* dengan *Gap Opening*. Pada konfigurasi ini komponene yang berdekatan dengan balok kolektor atau kolom, tergantung pada konfigurasi *EBF*. Di Setiap *web* pada penampang *link* diletakan tendon baja berkekuatan tinggi yang terletak pada kedalaman tengah balok. Tendon yang bersifat *posttensioned* itu bertujuan Untuk

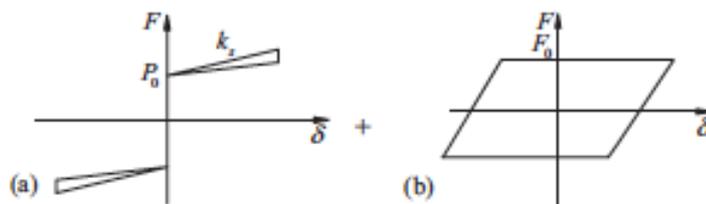
memberikan kekuatan pra-tekan pada balok. Untuk bagian baut menggunakan baut baja biasa tanpa *SMA BOLT*

Sistem penguat PS-SC terdiri dua komponen penguat utama yaitu komponen *self centering* dan mekanisme disipasi energi. Mekanisme disipasi energi terdiri dari lingkaran atau tabung dalam berbentuk X dan tabung luar berbentuk konsentris kotak, delapan Perangkat gesekan dan beberapa pelat. Dengan konfigurasi seperti itu Pra-tekan pada keadaan awal, dan kekuatan pemulihan meningkat dengan meningkatnya deformasi relatif antara bagian dalam dan luar Anggota tabung dengan demikian memastikan kemampuan *self centering* dari sistem penguat.



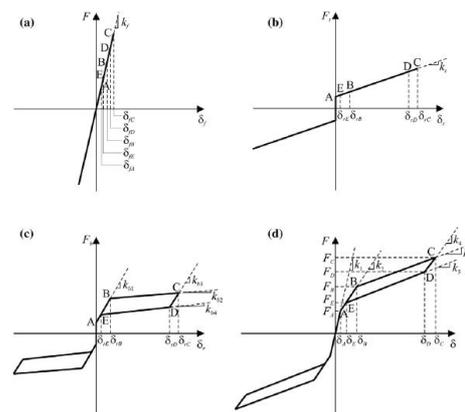
Gambar 2.3 Penampang perangkat Post-tensioned (a) section of circular cross section innertube (b) section of X-shape cross section intertube (Xu, et al., 2016)

Sementara itu, meningkatnya kekuatan pemulihan yang diberikan oleh Kombinasi pegas cakram menangkal deformasi antara tabung, dan mendorong sistem untuk kembali ke awal. Histeretik berbentuk jajar sejajar dengan histeresis bilinear Model ini sering diterapkan untuk menggambarkan perilaku energi gesek Mekanisme disipasi, dimana variasi kekakuan setelah tarik dengan perangkat tambahan dinamis.



Gambar 2.4 *Hysteric curve* dari (a) komponen *self-centering* (b) mekanisme energi disipasi (Xu, et al., 2016)

Dalam perkembangannya penggunaan SMA selalu dilakukan penelitian salah satunya dalam penelitian yang dilakukan oleh (Qui & Zhu, 2016) untuk melihat sifat mekanisme dan perilaku dari SMA. Hasilnya adalah diusulkan suatu desain yang mengasumsikan bahwa deformasi SMA Tidak melebihi regangan superelastis. Dengan demikian, perilaku pengerasan yang mungkin terjadi setelah selesainya transformasi fase superelastis Strain tidak dipertimbangkan. Diadopsi secara umum memungkinkan perpanjangan metode dapat diusulkan untuk desain jenis *braced frame*. Terjadinya perilaku pengerasan dan deformasi residual pada nilai regangan yang sangat besar dapat mempengaruhi perilaku seismik Struktur dengan perangkat SMA. Perilaku pengerasan umumnya bermanfaat untuk membatasi perpindahan struktural namun lebih cenderung untuk mentransfer jumlah kekuatan yang tinggi terhadap anggota struktur yang berdekatan dan terhubung

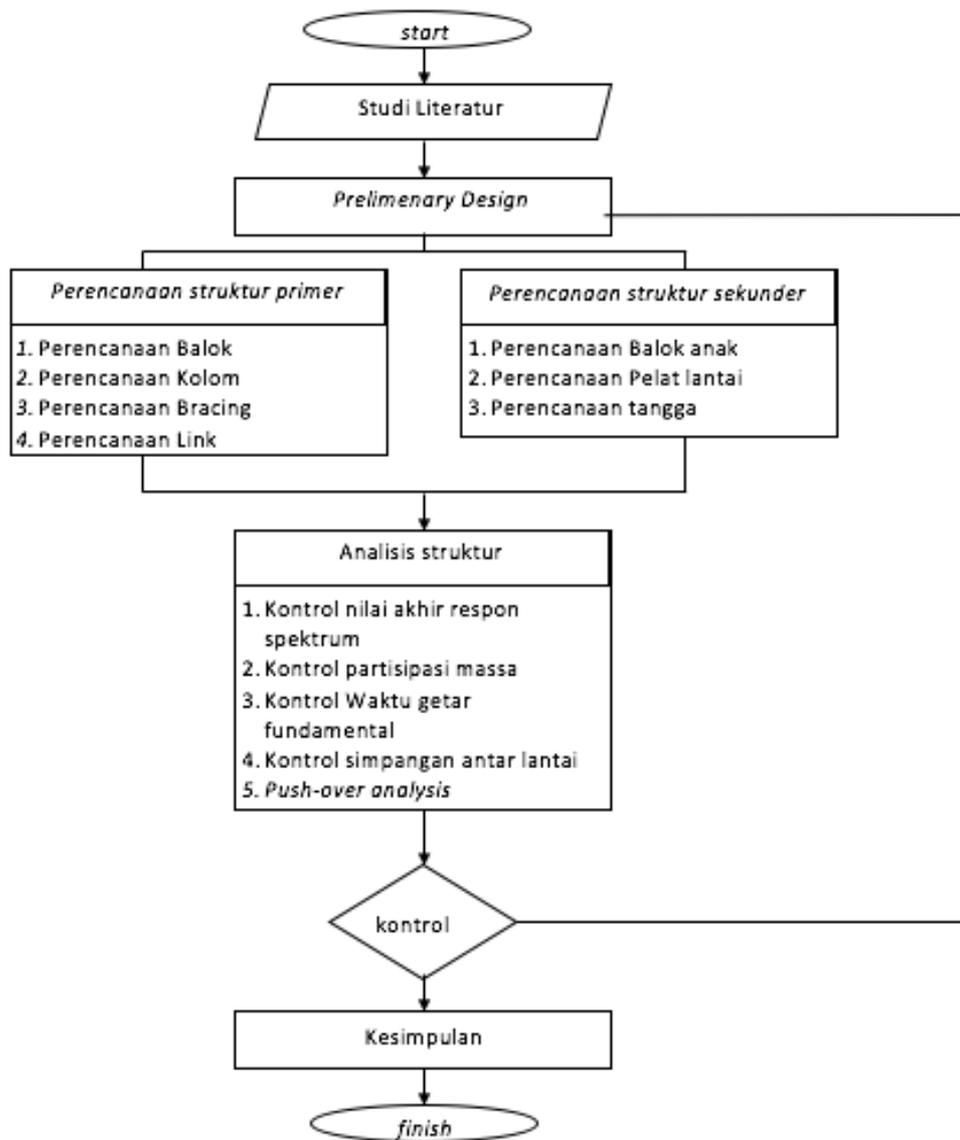


Gambar 2.6 Perilaku histeretik ideal dari EBF yang berpusat diri sendiri: (a) kontribusi kerangka yang diperkuat; (B) kontribusi tendon PT; (C) kontribusi baut SMA; Dan (d) keseluruhan gaya lateral drift hubungan.

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir

Dalam penelitian ini akan membahas tentang perencanaan struktur bangunan baja penahan gempa eksentris dengan modifikasi sistem self-centering Urutan penelitian dilakukan dengan tahapan- tahapan sebagai berikut:



Gambar 3.1 Diagram alir penelitian

3.2 Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2012)
2. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2013)
3. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)

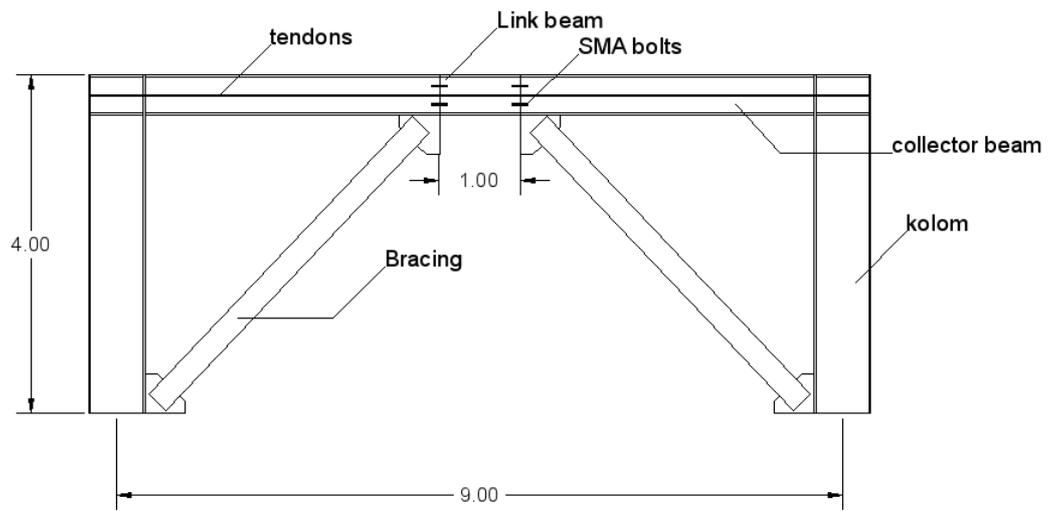
3.3 Preliminary Design

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem EBF yang akan dianalisa menggunakan program ABAQUS untuk portal dan SAP 2000 untuk struktur gedung. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan:

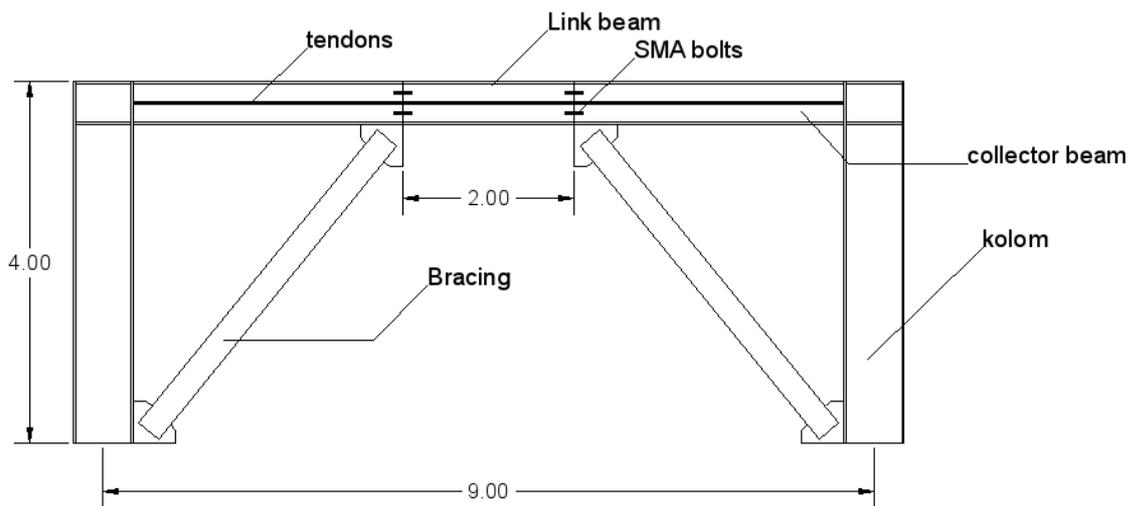
- Struktur Utama : Baja
- Sistem Struktur : *Eccentrically Braced Frame* (EBF)
- Jumlah Lantai : 12 Lantai

Data Material

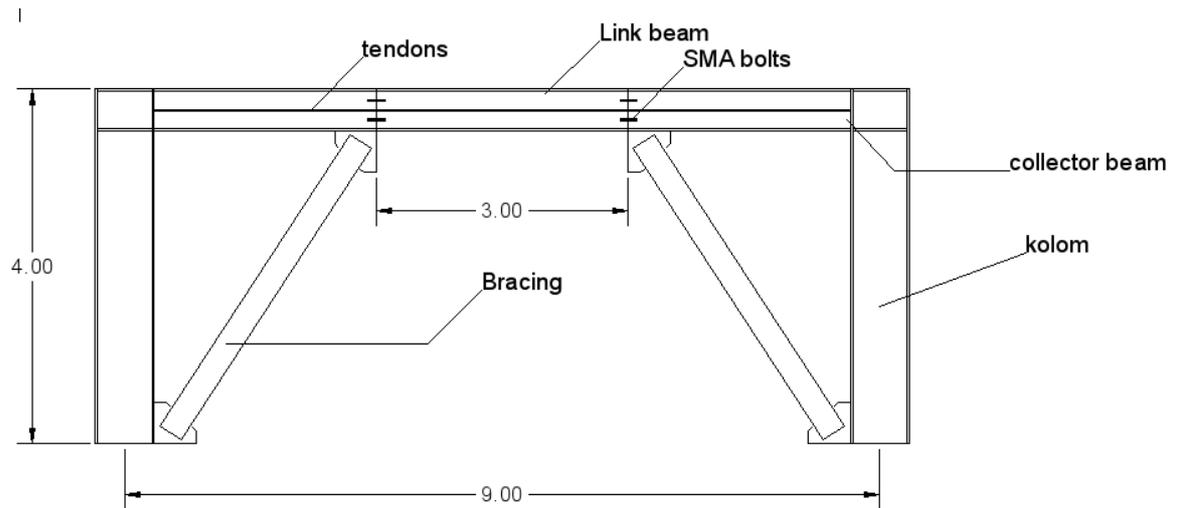
- Profil Kolom : Profil WF (BJ 37)
: $f_y = 240 \text{ Mpa}$; $f_u = 370 \text{ Mpa}$
- Profil Balok : Profil WF (BJ 37)
: $f_y = 240 \text{ Mpa}$; $f_u = 370 \text{ Mpa}$
- Profil Bracing : Profil WF (BJ 37)
: $f_y = 240 \text{ Mpa}$; $f_u = 370 \text{ Mpa}$



Gambar 3.2 Model portal SC-EBF-SL



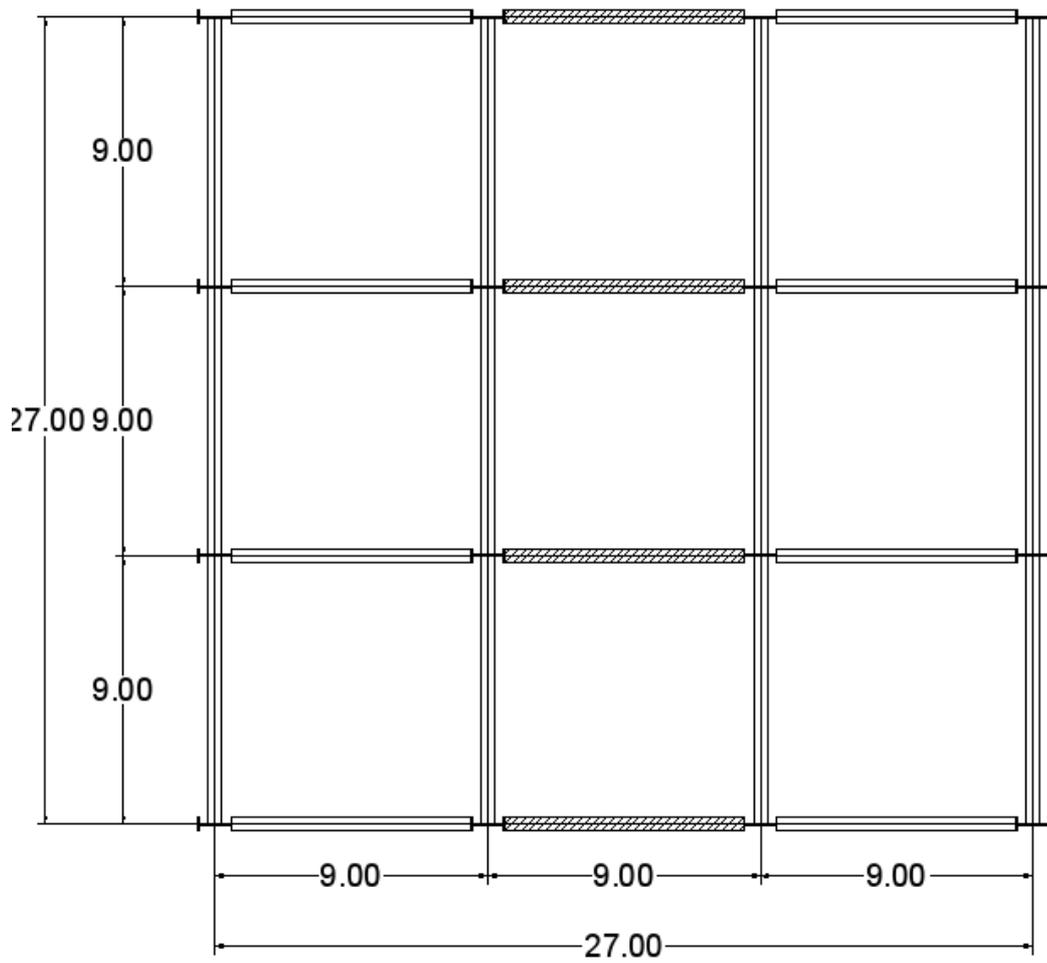
Gambar 3.3 Model portal SC-EBF-IL



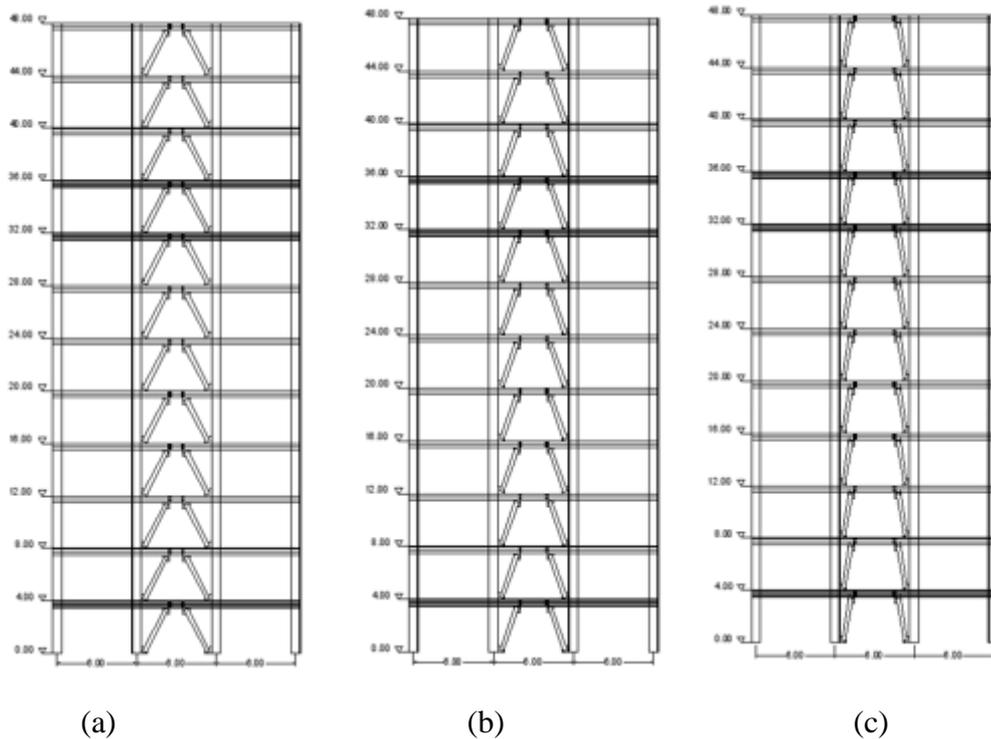
Gambar 3.4 Model portal SC-EBF-LL

Tabel 3.1 Model portal

Nama	H (mm)	L (mm)	link	e (m)
SC-EBF-SL	4000	9000	WF 700 x 300	1
SC-EBF-IL	4000	9000	WF 700 x 300	2
SC-EBF-LL	4000	9000	WF 700 x 300	3



Gambar 3.5 Model denah



Gambar 3.6 Model struktur gedung (a) SCEBF-SL (b) SCEBF-IL
(c) SCEBF-LL

3.4 Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban- beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

Tabel 3.3 Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	

Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 g/m ²

(Sumber: PPIUG 1983)

3.4.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Beban ini tergantung oleh peruntukan gedung yang direncanakan. Beban hidup dapat menimbulkan lendutan pada struktur, sehingga harus diperlukan keamanan dalam pendesainannya. Beban hidup ini mencakup beban peluang untuk berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis dll (Schueller,1998).

Tabel 3.4 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

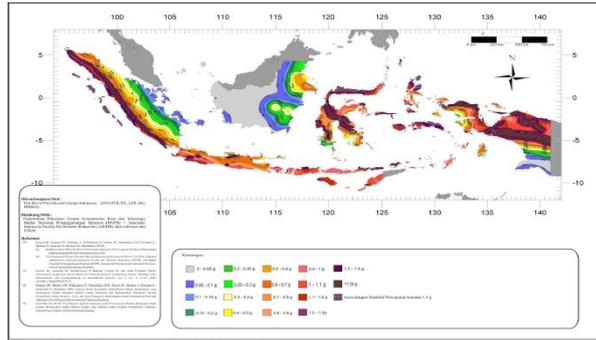
No	Keterangan	Beban hidup (kg/m ²)
a.	Lantai dan tangga rumah tinggal	200
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik, atau bengkel.	125
c.	Lantai ruang olah raga, perpustakaan, ruang arsip pabrik, bengkel, gudang, toko buku, toko besi, dan ruang mesin	400

(Sumber: PPIUG 1983)

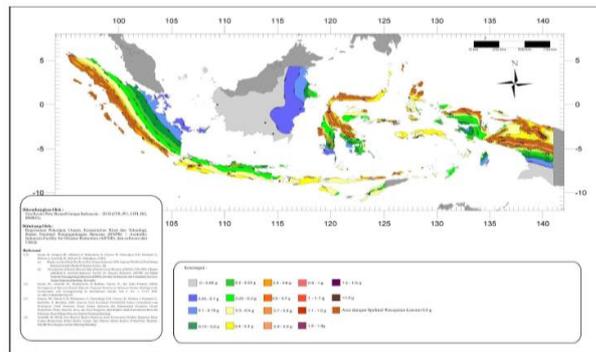
3.4.3 Beban Gempa

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Terdapat 2 buah peta wilayah gempa, yaitu untuk gempa dengan periode $T=0,2$ detik dan gempa dengan periode $T=1$ detik. Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus direncanakan sendiri menggunakan parameter-parameter percepatan yang dapat dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang dibangun. Langkah-langkah membuat respons spektrum desain adalah sebagai berikut:

- a. Menentukan S_s (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T=0,2$ detik) dan S_1 (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T=1$ detik)



Gambar 3.9 Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang
Gempa 2500 Tahun
(Sumber: SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.10 Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang
Gempa 2500 Tahun
(Sumber: SNI 03-1726-2012)

b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel.

Tabel 3.5 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) -Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.6 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=1,0$ 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	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) -Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

c. Menghitung S_{MS} dan S_{MI}

S_{MS} dan S_{MI} (parameter spektrum respon s percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.1)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (3.2)$$

d. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{DI} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = 2/2 S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI} \quad (3.4)$$

e. Spektrum respons desain

- Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.5)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}

- Untuk perioda lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.6)$$

$$T_S = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.8)$$

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

Tabel 3.7 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{60}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, dan 3. Kuat geser nirahir $\bar{s}_u < 25 kPa$			

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dengan resiko rendah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan resiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditunjukan untuk fasilitas penting	IV

Tabel 3.8 Kategori Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.9 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

f. Kategori Desain Gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini.

Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

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

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik

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

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

g. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa

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

$$V = C_s \cdot W \quad (3.9)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.10)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{T^R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.12)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.13)$$

Keterangan:

C_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

C_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = perioda struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

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

$$F_x = C_{vx} V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x

h_i dan h_x = perioda struktur dasar (detik)

R = tinggi dari dasar sampai tingkat I atau x

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad (3.15)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.4.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 dengan kombinasi sebagai berikut:

$$1. 1,4D \quad (3.16)$$

$$2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.17)$$

$$3. 1,2D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8 W) \quad (3.18)$$

$$4. 1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.19)$$

$$5. 1,2D + 1,0E + \gamma_L L \quad (3.20)$$

$$6. 0,9D - 1,0E + \gamma_L L \quad (3.21)$$

3.5 Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.5.1 Desain Balok

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

$$\phi_m M_n > M_u \quad (3.22)$$

$$\phi_s V_n > V_u \quad (3.23)$$

Dengan ϕ_m adalah faktor reduksi lentur dan ϕ_s adalah faktor reduksi geser yang nilainya sebesar 0,9. Pada perencanaan elemen balok, gaya- gaya luar yang bekerja diperbesar dengan 1,1 kali dan nilainya harus lebih besar atau sama dengan $1,1 R_y V_n e/2$ (untuk lentur) dan $1,1 R_y V_n$ (untuk geser). Nilai geser dan momen (V_u dan M_u) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari persamaan- persamaan tersebut.

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

- a. Cek terhadap kelangsingan penampang sayap (*flange*):
 - Penampang kompak

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \quad (3.24)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.25)$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.26)$$

badan (*web*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{h - 2(tf + r)}{tw} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} \quad (3.27)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.28)$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.29)$$

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

λ = faktor kelangsingan penampang

C = batas kelangsingan untuk penampang kompak

h = tinggi penampang

bf = lebar sayap

tw = tebal badan

tf = tebal sayap

fy = tegangan leleh baja

r = jari-jari kelengkungan

λ_r = batas kelangsingan untuk penampang non kompak

fr = tegangan residu, untuk penampang buatan pabrik 70 Mpa dan jika penampang buatan dilas 115 Mpa

- b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak

$$M_n = M_p \quad (3.30)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot fy \quad (3.31)$$

- Penampang tidak kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r} \right) \quad (3.32)$$

$$M_p = 1,12 \cdot S_x \cdot f_y \quad (3.33)$$

- Untuk Penampang langsing

$$M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \quad (3.34)$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.35)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal

M_r = momen batas tekuk

- c. Cek terhadap tekuk torsi lateral

- Bentang pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.36)$$

Kapasitas lentur: $M_n = M_p$

- Bentang menengah

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

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}} \quad (3.37)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{s_x} \sqrt{\frac{GJEA}{2}} \quad (3.38)$$

$$x_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{s_x}{GJ} \right)^2 \quad (3.39)$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2 \quad (3.40)$$

Kapasitas lentur:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.41)$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{maks}}{2,5 \cdot M_{maks} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} \leq M_p \quad (3.42)$$

Keterangan:

C_b = koefisien pengali momen tekuk lateral

M_{maks} = harga absolute momen max pada segmen tanpa pengaku lateral pada sebuah balok (L_b).

L_b = panjang bentang antara dua pengaku lateral

L_p = panjang bentang maksimum untuk balok yang dapat menerima beban plastis

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

M_A = momen pada $\frac{1}{4}$ bentang L_b

M_B = momen pada $\frac{1}{2}$ bentang L_b

M_C = momen pada $\frac{3}{4}$ bentang L_b

E = Modulus elastisitas baja

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

G = Modulus geser baja

J = konstanta punter torsi

x_1, x_2 = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral

C_w = kostanta warping penampang

- Bentang panjang

Syarat bentang panjang: $L_b > L_r$

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

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot L_b^2}} \quad (3.43)$$

Keterangan:

M_{cr} = momen kritis terhadap tekuk lateral

d. Cek nominal geser

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

- Pelat badan leleh (Plastis)

$$1, 1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1, 37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.44)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,69 \cdot f_y \cdot A_w \quad (3.45)$$

- Pelat badan menekuk inelastic (*Inelastic Buckling*)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.46)$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.47)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,9 \frac{k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (3.48)$$

Kontrol kuat geser rencana:

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0,9 \quad (3.49)$$

Keterangan:

V_n = kapasitas nominal geser penampang

V_u = kapasitas geser perlu

A_w = luas pelat badan ($A_w = d \cdot t_w$)

a = jarak pengaku vertikal plat badan

h = tinggi penampang

e. Kontrol kuat tarik

- Kuat leleh

$$P_n \leq f_y A_g \quad (3.50)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,9 \quad (3.51)$$

- Kuat Putus

$$P_n \leq f_u A_g \quad (3.52)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,7 \quad (3.53)$$

3.5.2 Desain Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi syarat:

$$N_u \leq \phi N_n \rightarrow \phi = 0,85 \quad (3.54)$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (3.55)$$

- Kontrol elemen penampang sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}; \lambda_p = \frac{250}{\sqrt{f_y}} \quad (3.56)$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$ penampang tidak langsing

$\lambda > \lambda_r \rightarrow$ penampang langsing

- Kontrol elemen penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw}; \lambda_p = \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (3.57)$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$ penampang tidak langsing

$\lambda > \lambda_r \rightarrow$ penampang langsing

- Kelangsingan komponen struktur

- Kelangsingan elemen penampang $< \lambda_r$

- Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda_r = \frac{L_k}{i} \leq 200 \rightarrow L_k = k_c \cdot L \quad (3.58)$$

- Cek terhadap tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.59)$$

- Ketentuan untuk nilai λ_c

Tabel 3.12 Mencari Nilai ω

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

(Sumber: SNI-03-1729-2002)

- Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan penahan ujung ujungnya (kekakuan baloknya)

$$G = \frac{\Sigma \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\Sigma \left(\frac{I}{L}\right)_b} \quad (3.60)$$

Keterangan:

I_c = Momen inersia kolom

L_c = Panjang kolom

I_b = Momen inersia balok

L_b = Panjang balok

Ketentuan:

- kolom dengan perletakan sendi (tidak kaku) $G \geq 10$
- kolom dengan perletakan jepit (kaku) $G \geq 1$
- untuk batang tekan dalam struktur segitiga, L_k tidak boleh diambil kurang dari panjang toritis batang.
- Angka kelangsingan untuk batang tekan dibatasi sebesar 200

3.5.3 Desain Balok- Kolom

- Persamaan interaksi antara gaya normal tekan dan lentur:
 - Momen lentur dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.61)$$

- Gaya aksial dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.62)$$

Keterangan:

P_u = Gaya normal tekan akibat beban terfaktor

M_{ux} dan M_{uy} = Momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu x dan sumbu y

P_n = Kekuatan nominal tekan

M_{nx} dan M_{ny} = Kekuatan nominal lentur terhadap sumbu x dan sumbu y

$\Phi_c = 0,85$ faktor reduksi untuk kuat tekan

$\Phi_b = 0,90$ faktor reduksi untuk kuat lentur

- Amplifikasi momen

- Amplifikasi momen untuk elemen tidak bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (3.63)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}}\right)} \geq 1,00 \quad (3.64)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4\beta \leq 1,0 \rightarrow \beta = \frac{M_1}{M_2} \quad (3.65)$$

- Amplifikasi momen untuk elemen bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{nt} + \delta_s \cdot M_{lt} \quad (3.66)$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}}\right)} \quad (3.67)$$

$$N_{crb} = N_{crs} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A_g \quad (3.68)$$

Keterangan:

M_{ntu} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan oleh beban tidak menimbulkan goyangan (beban gravitasi)

δ_b = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- δ

N_u = Gaya tekan berfaktor

N_{crb} = Gaya tekan kritis Euler untuk elemen tidak bergoyang (k-untuk tidak bergoyang)

$C_m = 1$; elemen dengan ujung-ujung sederhana

$C_m = 0,85$; elemen dengan ujung-ujung kaku

M_{lt} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan beban yang menimbulkan pergoyangan (beban lateral)

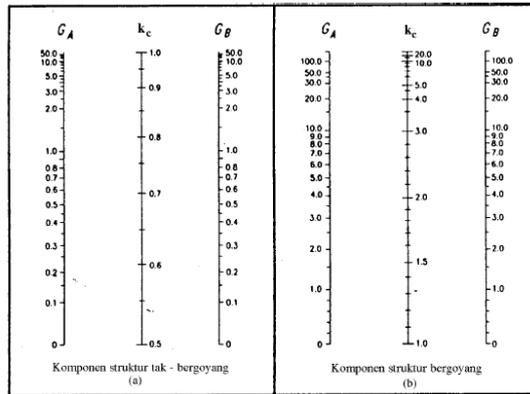
δ_s = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- Δ

$\sum N_u$ = jumlah gaya tekan berfaktor seluruh kolom dalam satu tingkat yang ditinjau

$\sum N_{crs}$ = jumlah gaya kritis Euler untuk element bergoyang, (k-bergoyang) dalam satu tingkat yang ditinjau

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai k_c teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k_c yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung						

Gambar 3.11 Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung-Ujung Ideal
(Sumber: SNI-03-1729-2002)



Gambar 3.12 Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang
(Sumber: SNI-03-1729-2002)

3.5.4 Desain Elemen *Link*

3.5.4.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.69)$$

$$V_p = 0,6f_y(h - 2t_f)t_w \quad (3.70)$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

f_y = Tegangan leleh penampang
 V_p = Gaya geser plastis penampang
 h = Tinggi penampang
 t_f = Tebal *flens*
 t_w = Tebal *web*

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan:

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil diantara V_p atau $2M_p/e$

ϕ_v = Faktor reduksi geser 0,9

e = Panjang *link*

$$\phi_v V_n = 0,6\phi f_y (h - 2t_f)t_w \quad (3.71)$$

$$M_n = M_p \quad (3.72)$$

$$\phi M_n = M_u \quad (3.73)$$

$$\phi V_n = V_u \quad (3.74)$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

3.5.4.2 Panjang Elemen *Link Beam*

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

Link geser (*short links*):

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (3.75)$$

Link medium (*intermediate links*):

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.76)$$

Link lentur (*short links*):

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.77)$$

3.5.4.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1,6M_p/V_p$

- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link* $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$

3.6 Pemodelan dan Analisa Struktur

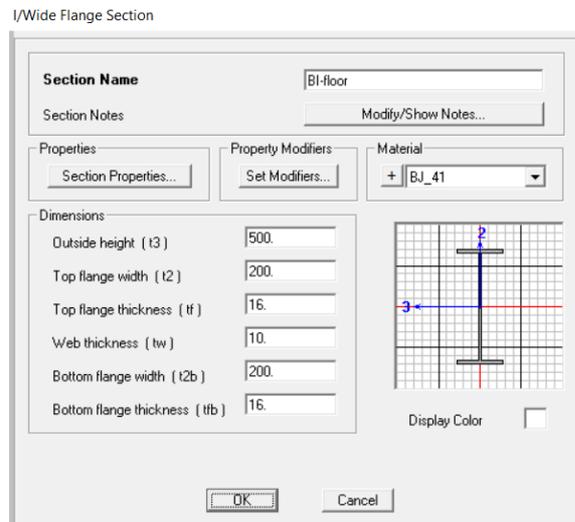
Data dan model yang telah ditetapkan ini selanjutnya dimodelkan dan dianalisis dengan *software* SAP2000 v.14 untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur serta deformasi yang terjadi. Perbedaan tipe balok *link* pada SAP2000 dimodelkan dengan perbedaan panjang elemen balok *link*. Untuk analisa dengan pemberian *shape memory alloy (SMA) bolts* pada balok *link* dilakukan dengan menggunakan ABAQUS.

Tahapan pemodelan dan analisis dengan SAP2000 v.14 dijabarkan sebagai berikut:

- Menentukan material penampang; *Define > Material > Add New Material > Material Property Data.*

Gambar 3.13 Contoh input material dari penampang

- b. Menentukan dimensi penampang yang digunakan; *Define > Section Properties > Frame Properties > Add New Property*



Gambar 3.13 Contoh input dimensi dari penampang

- c. Menggambar model struktur.

Karena model struktur yang dianalisis adalah sederhana dan simetris, maka analisis hanya diambil sisi bidang yang diberikan konfigurasi SC-EBF. Untuk mendefinisikan posisi sendi plastis yang diharapkan terjadi maka pada setiap elemen struktur dimasukkan data *hinge properties*. Untuk masing-masing penampang balok dimodelkan dengan pilihan model *Moment M3* yang berarti sendi plastis hanya terjadi karena momen pada sumbu lokal 3. *Hinge properties* untuk elemen kolom adalah model P-M2-M3 yang berarti sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial (P) dan momen (M) sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3. Untuk *bracing* input *hinge properties* adalah model *braces* dikarenakan sendi plastis terjadi karena gaya axial pada batang *bracing*. Untuk penentuan letak sendi plastis dimasukkan nilai 0 yang menyatakan posisi awal dari panjang bersih elemen dan nilai 1 yang menyatakan posisi akhir dari panjang bersih elemen.

- d. Memberikan beban dan kombinasi pembebanan.

Setelah struktur selesai dimodelkan, selanjutnya diberikan *input* beban yang meliputi:

- Beban mati dan beban hidup seperti disyaratkan dalam SNI 03-1727-1989.

- Beban gempa respons spektrum sesuai dengan SNI 1726:2012.

Untuk kombinasi pembebanan yang digunakan didasarkan pada SNI 1726:2012

yaitu:

$$1,4D$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,0E + L$$

$$0,9D + 1,0E$$

Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

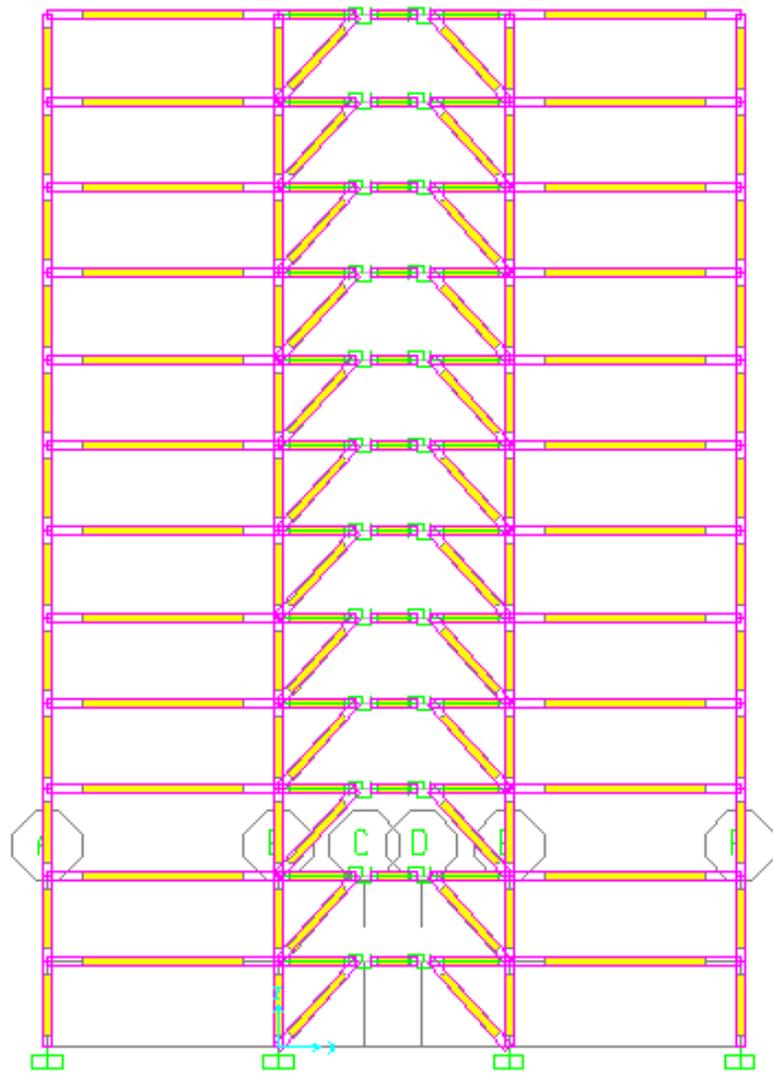
E = beban gempa

R = beban air hujan

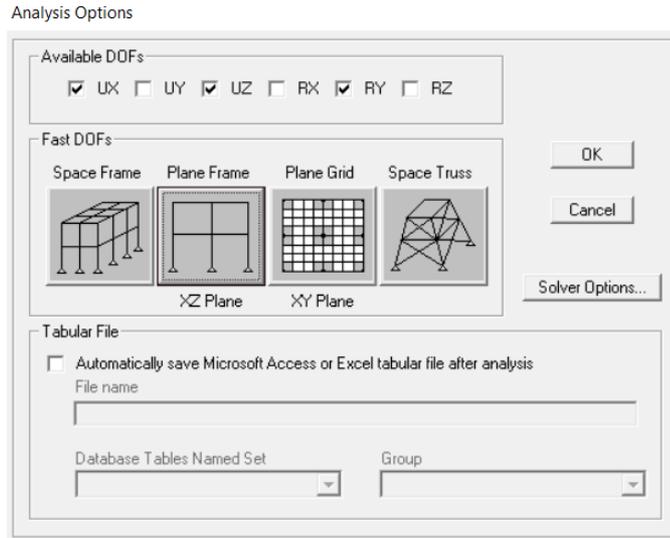
W = beban angin

e. Analisis model

Langkah terakhir adalah analisis model dengan cara *Analyze > Set Analysis Options > Plane Frame* untuk memilih analisis dalam bidang 2D.



Gambar 3.16 Model struktur gedung 12 lantai



Gambar 3.17 Pilihan alanlisa

Selanjutnya pilih *Analysis > Run Analysis* untuk melakukan proses analisis.

Setelah proses analisis selesai, dari *output* program dapat diketahui besaran gaya-gaya dalam yang terjadi yang nantinya digunakan untuk kontrol kekuatan penampang.

3.7 Kontrol Kekuatan Penampang

Kontrol kekuatan penampang diperlukan untuk memastikan bahwa penampang yang digunakan pada struktur bangunan baja apakah telah sesuai dengan persyaratan digunakan yaitu didasarkan pada ANSI/AISC 360-10 (2010). Untuk kontrol penampang, digunakan pilihan *Steel Design Check* pada SAP2000 untuk melihat apakah elemen-elemen struktur yang telah ditentukan sebelumnya telah sesuai dengan syarat perencanaan.

Setelah desain setiap elemen penampang terpenuhi, model struktur SC-EBF-SL, SC-EBF-IL dan SC-EBF-LL yang telah dianalisis dengan SAP2000 dimodelkan kembali dengan ABAQUS dengan meninjau satu portal SC-EBF pada lantai terbawah dari masing-masing model tersebut. Pemodelan ini bertujuan untuk mendapatkan respon dari sistem portal EBF secara satu kesatuan sistem.

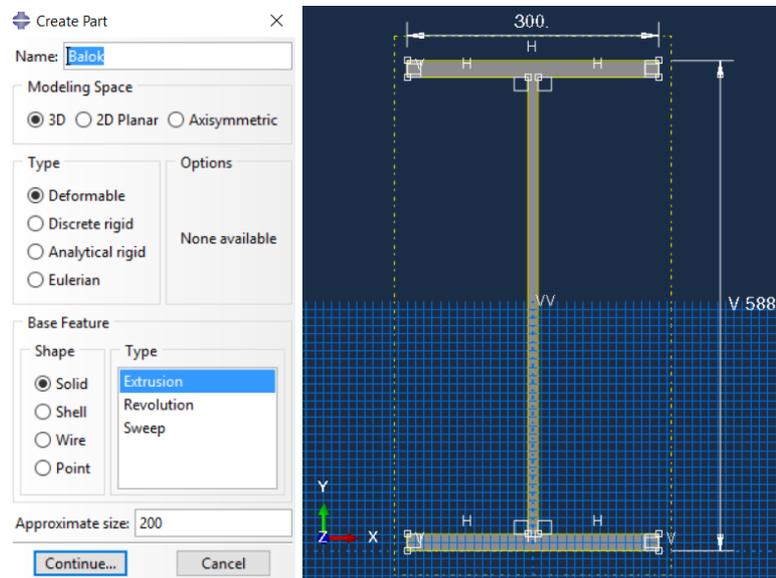
Untuk pemodelan dan analisis dengan ABAQUS dibagi dalam tiga tahapan utama, yaitu:

1. Preprocessing

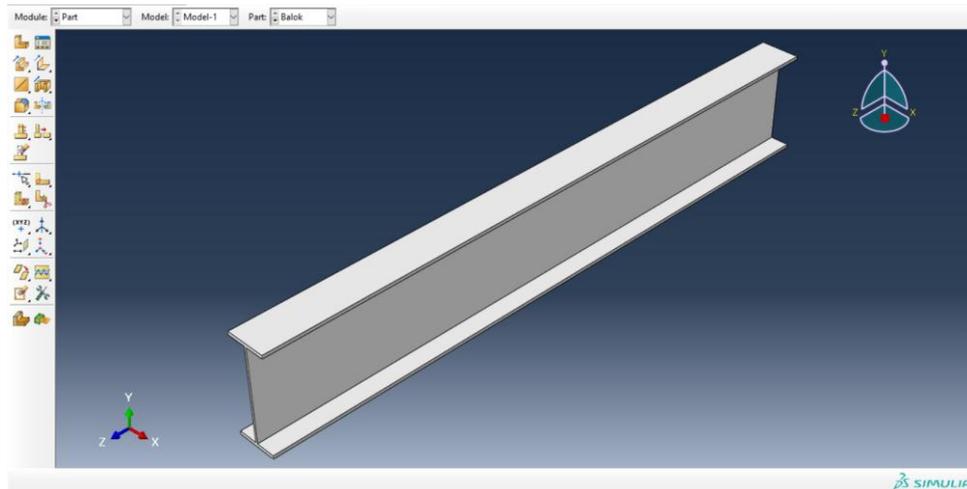
Merupakan tahapan *input* data material serta *modeling* berdasarkan model yang telah ditetapkan. Dalam ABAQUS untuk tahapan ini dibagi dalam beberapa urutan langkah yang harus dilakukan meliputi:

a. Part

Menentukan *Modeling Space*, *Type*, *Base Feature* yang akan diterapkan dalam pemodelan sekaligus melakukan penggambaran masing-masing elemen dari model yang telah ditentukan. Setiap elemen dimodelkan sebagai elemen *solid*. Elemen yang dimodelkan adalah: Kolom KC, Balok luar *link* WF, Balok *link* WF, *Bracing* WF, *Shape memory alloy (SMA)*.



Gambar 3.18 Model Contoh membuat model penampang



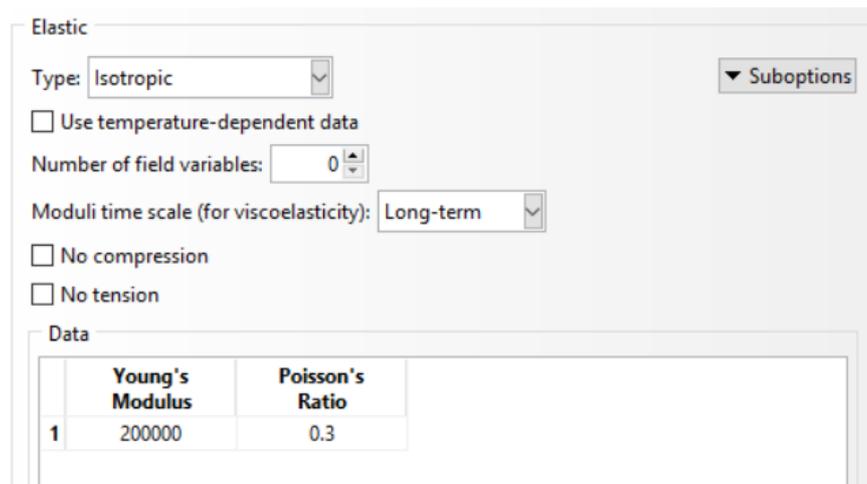
Gambar 3.19 Contoh pemodelan balok WF

b. *Property*

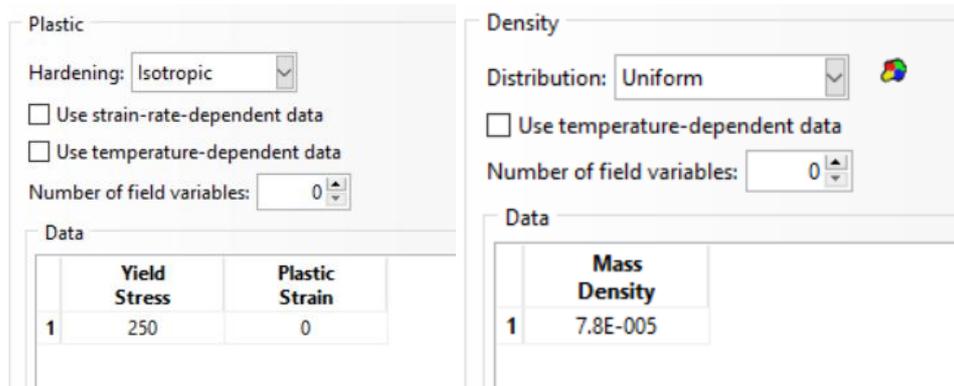
Setelah elemen struktur dimodelkan, selanjutnya dilakukan *input* data serta karakteristik dari material yang digunakan.

Untuk material yang digunakan adalah baja BJ 41 dengan spesifikasi:

- Modulus elastistas : 200000 MPa
- *Poisson ratio* : 0.3
- Tegangan leleh : 240 MPa
- Berat jenis : 7800 kg/m³



Gambar 3.20 Contoh input modulus elastisitas dan poissin ratio pada ABAQUS



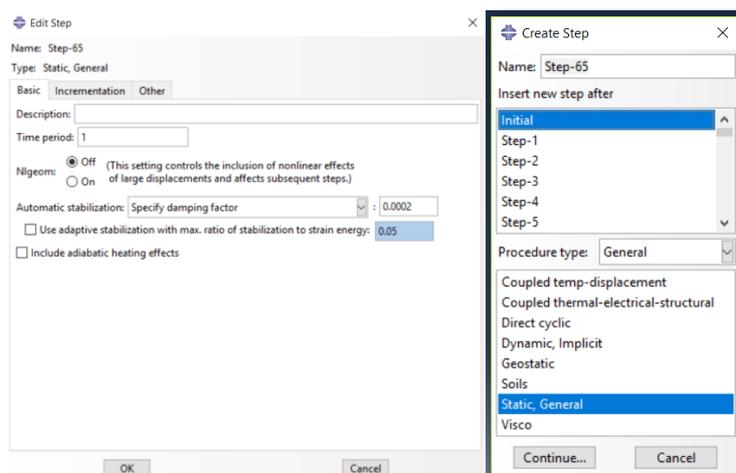
Gambar 3.21 Contoh input tegangan leleh dan berat jenis material pada ABAQUS

c. *Assembly*

Mengaplikasi *property* yang telah dibuat ke dalam model yang ada. Untuk struktur portal, setiap elemen pembentuk sistem EBF yaitu kolom, balok dan *bracing* akan digabungkan menjadi satu kesatuan pada tahapan ini.

d. *Step*

Terdapat dua jenis step yaitu *initial* yang digunakan untuk memberikan kondisi perletakan pada model dan *step-1* yang digunakan untuk memberikan beban pada model. Pada pangkal kolom diberikan perletakan jepit.



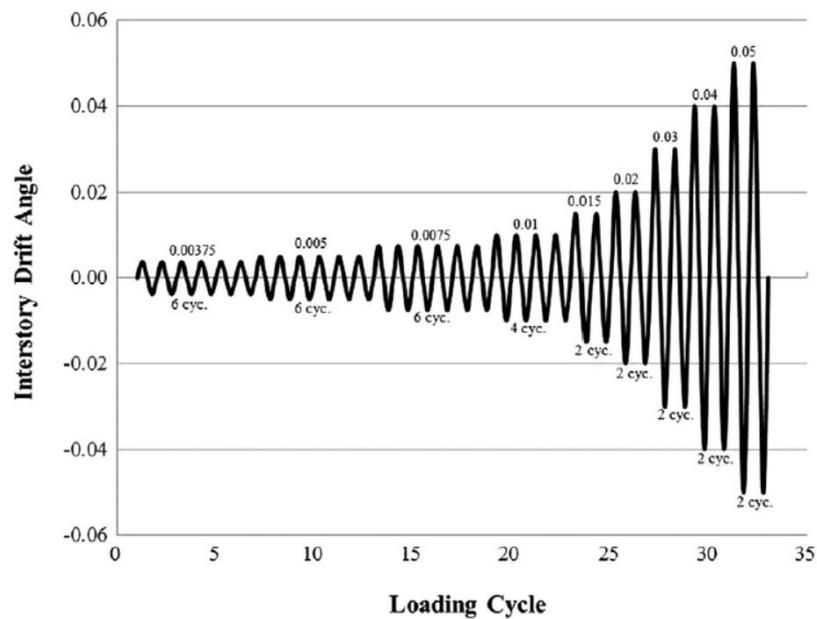
Gambar 3.22 Contoh input step pada model

e. *Interaction*

Portal yang telah dibentuk kemudian diberikan *input* hubungan antar elemen strukturnya sehingga dapat menjadi satu kesatuan struktur saat diberikan pembebanan. Untuk hubungan antar elemen diberikan pilihan *Tie Constraints*.

f. *Load*

Dengan selesainya pemberian *interaction*, maka pembebanan pada portal telah dapat diberikan. Dalam tahap diberikan *boundary condition* pada model yang ada berupa jenis perletakan dan beban *displacement*. Tipe perletakan yang digunakan adalah perletakan jepit yang diberikan pada setiap ujung bawah dari kolom. Untuk beban siklik diberikan *boundary condition* pada kedua joint kolom-balok dengan besarnya sesuai dengan *cyclic loading protocol* pada Gambar 3.23 yaitu berupa besaran *displacement* yang diberikan pada Tabel 3.13 dan Gambar 3.24.

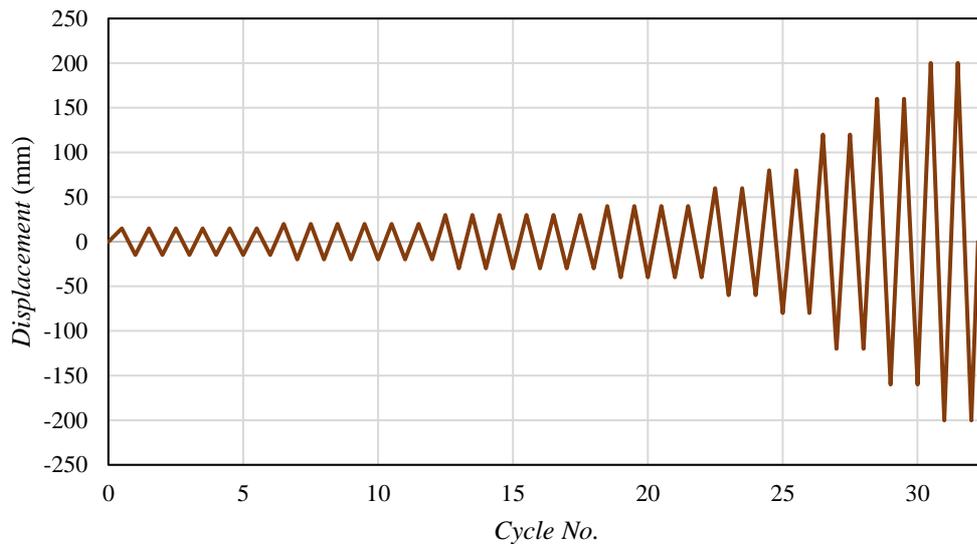


Gambar 3.23 Cyclic Loading Protocol (AISC-2005)

Tabel 3.13 Input beban siklik pada portal SC-EBF

Step	Drift Angle (radian)	Displacement (mm)
0	0	0
1	0.00375	15.00
2	-0.00375	-15.00
3	0.00375	15.00
4	-0.00375	-15.00
5	0.00375	15.00
6	-0.00375	-15.00
7	0.00375	15.00
8	-0.00375	-15.00
9	0.00375	15.00
10	-0.00375	-15.00
11	0.00375	15.00
12	-0.00375	-15.00
13	0.005	20.00
14	-0.005	-20.00
15	0.005	20.00
16	-0.005	-20.00
17	0.005	20.00
18	-0.005	-20.00
19	0.005	20.00
20	-0.005	-20.00
21	0.005	20.00
22	-0.005	-20.00
23	0.005	20.00
24	-0.005	-20.00
25	0.0075	30.00
26	-0.0075	-30.00
27	0.0075	30.00
28	-0.0075	-30.00
29	0.0075	30.00
30	-0.0075	-30.00
31	0.0075	30.00
32	-0.0075	-30.00

Step	Drift Angle (radian)	Displacement (mm)
33	0.0075	30.00
34	-0.0075	-30.00
35	0.0075	30.00
36	-0.0075	-30.00
37	0.01	40.00
38	-0.01	-40.00
39	0.01	40.00
40	-0.01	-40.00
41	0.01	40.00
42	-0.01	-40.00
43	0.01	40.00
44	-0.01	-40.00
45	0.015	60.00
46	-0.015	-60.00
47	0.015	60.00
48	-0.015	-60.00
49	0.02	80.01
50	-0.02	-80.01
51	0.02	80.01
52	-0.02	-80.01
53	0.03	120.04
54	-0.03	-120.04
55	0.03	120.04
56	-0.03	-120.04
57	0.04	160.09
58	-0.04	-160.09
59	0.04	160.09
60	-0.04	-160.09
61	0.05	200.17
62	-0.05	-200.17
63	0.05	200.17
64	-0.05	-200.17



Gambar 3.24 Pembebanan siklik berupa displacement control

g. Mesh

Semua elemen struktur yang telah dibuat dalam *part* diberikan *meshing* yang bertujuan untuk membagi setiap elemen tersebut kedalam potongan-potongan yang lebih kecil sehingga dapat dianalisis dengan ABAQUS. Setiap elemen diberikan jarak *meshing* sebesar 50 mm, yang bertujuan agar hasil perhitungan lebih teliti.

2. Analysis

Setelah seluruh prosedur *modeling* selesai dibuat, selanjutnya dengan memilih *Job* maka proses analisis pada ABAQUS telah dapat dilakukan.

3. Post-processing

Pada tahapan ini akan dihasilkan tampilan grafis yang menunjukkan tingkatan serta besaran tegangan dan perpindahan dan juga pola deformasi yang terjadi akibat pembebanan yang diberikan. Tampilan grafis dari model yang telah dianalisis disimbolkan dalam gradasi warna dengan memilih pilihan *Visualitation* terhadap data hasil analisis.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

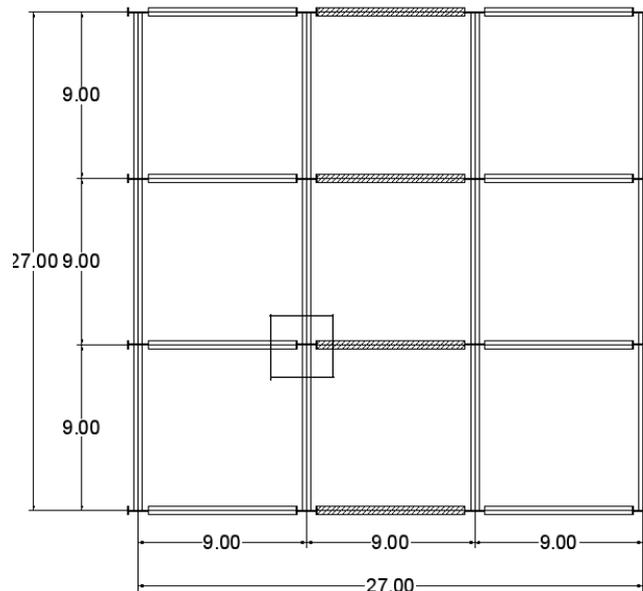
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Struktur

Hasil analisa struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut yang meliputi; kontrol partisipasi massa, kontrol periode getar struktur, kontrol nilai akhir respon spektrum dan kontrol batas simpangan (drift). Sebelum melakukan pengontrolan ini, dibutuhkan pemeriksaan secara manual terhadap hasil permodelan struktur untuk membuktikan apakah telah sesuai dengan keadaan sesungguhnya. Pembuktian ini dilakukan dengan cara membandingkan hasil analisa SAP2000 pada satu kolom yang ditinjau dengan kombinasi 1D+1L dimana hasil perbandingan analisa antara SAP 2000 dengan perhitungan manual tidak boleh melebihi batasan 5% perbedaannya. Setelah batasan-batasan tersebut terpenuhi, kemudia dapat dilanjutkan dengan pengontrolan terhadap penampang dari elemen-elemen struktur yang digunakan.

4.1.1 Kontrol Pemodelan dengan SAP2000

a. Kontrol Pemodelan Struktur



Gambar 4.1 Bidang kolom yang ditinjau

Perhitungan beban mati dan beban hidup ditunjukkan dalam Tabel 4.1 dengan luas area yang ditinjau adalah sebesar 64 m² (8m x 8m).

Tabel 4.1 Perhitungan beban yang bekerja pada kolom

Keterangan	Berat	Jumlah	Panjang (m)	Luas (m ²)	Berat (kg)
qDL lantai	352 kg/m ²	11	-	64.00	202,752.00
qDL atap	321 kg/m ²	1	-	64.00	20,544.00
qLL lantai	250 kg/m ²	11	-	64.00	144,000.00
qLL atap	100 kg/m ²	1	-	64.00	6,400.00
Kolom 1	419.80 kg/m	4	4	-	6,716.80
Kolom 2	369.70 kg/m	4	4	-	4,436.40
Kolom 3	302.00 kg/m	4	4	-	3,624.00
BI 1	151 kg/m	4	14	-	8,697.60
BI 2	128 kg/m	3	15	-	5,606.40
BI 3	106 kg/m	3	15	-	4,728.02
BA	66 kg/m	10	16	-	10,560.00
TOTAL					418,065.22

Dari hasil analisa dengan SAP2000 pada kolom As B-2 diperoleh beban aksial sebesar 427909.59 kg untuk model struktur SCEBF-SL, 427867.73 kg untuk model struktur SCEBF-IL, dan 427369.95 kg untuk model struktur SCEBF-LL. Selisih perhitungan antara perhitungan manual dan hasil SAP2000 adalah sebesar 2.30% untuk model struktur EBF-S, 2.29% untuk model struktur EBF-I, dan 2.18% untuk model struktur EBF-L. Dengan demikian pemodelan untuk ketiga variasi panjang link telah mendekati kondisi sesungguhnya karena selisih perbedaan nilainya antara manual dan SAP2000 tidak melebihi 5%.

b. Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).

Tabel 4.2 Rasio partisipasi massa

OutputCase	StepType	StepNum	SL		IL		LL	
			SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless						
MODAL	Mode	1	0.742	0	0.603	0.15	0.764	0
MODAL	Mode	2	0.742	0.742	0.753	0.753	0.764	0.764
MODAL	Mode	3	0.742	0.742	0.753	0.753	0.764	0.764
MODAL	Mode	4	0.742	0.894	0.879	0.77	0.894	0.764
MODAL	Mode	5	0.894	0.894	0.896	0.896	0.894	0.894
MODAL	Mode	6	0.894	0.894	0.896	0.896	0.894	0.937
MODAL	Mode	7	0.894	0.94	0.903	0.934	0.937	0.937
MODAL	Mode	8	0.941	0.94	0.941	0.941	0.937	0.937
MODAL	Mode	9	0.941	0.94	0.941	0.941	0.937	0.955
MODAL	Mode	10	0.941	0.94	0.941	0.941	0.955	0.955
MODAL	Mode	11	0.941	0.94	0.948	0.951	0.955	0.955
MODAL	Mode	12	0.941	0.953	0.958	0.958	0.955	0.955

Dari Tabel 4.2 diatas menunjukkan bahwa partisipasi massa arah X untuk ketiga model struktur pada mode ke 7 sebesar 93% dan partisipasi massa arah Y untuk ketiga model struktur pada mode ke 8 sebesar 93%. Dengan demikian dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

c. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Perkiraan periode alami fundamental (T_a) dalam detik, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (4.1)$$

$$C_t = 0,0731 \quad (\text{diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012})$$

$$x = 0,75 \quad (\text{diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012})$$

$$h_n = 48 \quad (\text{total tinggi bangunan})$$

$$T_a = 0,0731 \times 48^{0,75} = 1,333 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,339$, maka $C_u = 1,5$ (diambil dari tabel 14 SNI 1726:2012).

Sehingga periode sruktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u \quad (4.2)$$

$$T = 1,333 \times 1,5 = 1,999 \text{ detik}$$

Hasil periode getar struktur untuk ketiga model struktur EBF pada SAP2000 diberikan dalam Tabel 4.4.

Tabel 4.3 Periode dan frekuensi struktur

OutputCase	StepType	StepNum	SL	IL	LL
			Period	Period	Period
Text	Text	Unitless	Sec	Sec	Sec
MODAL	Mode	1	1.459494	1.410346	1.422241
MODAL	Mode	2	1.45671	1.410346	1.417379
MODAL	Mode	3	1.045427	1.025295	0.767284
MODAL	Mode	4	0.490136	0.482337	0.493412
MODAL	Mode	5	0.490124	0.482337	0.49218
MODAL	Mode	6	0.352501	0.352407	0.289669
MODAL	Mode	7	0.272185	0.274886	0.289209
MODAL	Mode	8	0.270831	0.274886	0.27805
MODAL	Mode	9	0.220179	0.215789	0.203444
MODAL	Mode	10	0.19545	0.201245	0.201835
MODAL	Mode	11	0.194519	0.192496	0.195148
MODAL	Mode	12	0.191913	0.192496	0.170242

Dari Tabel 4.3 di atas didapat $T_c = 1,459$ detik untuk model struktur SC EBF-SL, $T_c = 1,410$ detik untuk model struktur SC EBF-IL, dan $T_c = 1,422$ detik untuk model struktur SC EBF-LL. Dengan demikian, berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $T_a \cdot C_u$ untuk ketiga model struktur EBF sehingga syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 masih terpenuhi.

d. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1 menyatakan bahwa jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik (V_t) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan $0.85V/V_t$.

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1}) \quad (4.3)$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,555}{8/1} = 0,069$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{T} \right)} = \frac{0,339}{1,744 \times \left(\frac{8}{T} \right)} = 0,0243 < 0,069 \rightarrow (\text{Tidak OK})$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \cdot 0,555 \cdot 1 > 0,01 \\ &= 0,0244 \geq 0,01 \rightarrow (\text{OK}) \end{aligned}$$

Maka: $C_s \min < C_s > C_s \max$

$$0,0244 < 0,069 > 0,0243$$

Maka yang dipakai $C_{s \max} = 0,0243$

Jika nilai $S_1 \geq 0,6g$, maka nilai C_s diperoleh dengan menggunakan

$$\text{persamaan: } C_s = \frac{0,5 S_1}{(R/I)}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} S_1 &\geq 0,6g \\ 0,275 &< 5,886 \text{ (Rumus tidak dipakai)} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diperoleh $S_1 < 0,6g$, maka rumus diatas tidak digunakan, sehingga nilai C_s yang digunakan adalah $C_{s \min} = 0,0244$.

Tabel 4.4 Kontrol nilai gaya geser dasar ragam dinamik terhadap gaya geser dasar statik

Model Struktur		V dinamik (kg)	Berat Struktur (kg)	Vstatik (kg)	85% V statik (kg)	CEK
SC-EBF SL	Arah x	134254.04	6177768.68	150737.5558	128126.9224	OK
	Arah y	134590.77		150737.5558	128126.9224	OK
SC-EBF IL	Arah x	141094.15	6050712.58	147637.387	125491.7789	OK
	Arah y	173476.41		147637.387	125491.7789	OK
SC-EBF LL	Arah x	174106.72	6289338.12	153459.8501	130440.8726	OK
	Arah y	195513.28		153459.8501	130440.8726	OK

Dari perhitungan diatas diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (V_t) lebih besar dari gaya geser dasar (V), sehingga analisis selanjutnya menggunakan gaya gempa respon spektrum.

e. Kontrol Simpangan Antar Lantai (Drift)

Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan

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

Δ_s dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan dibawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)

Δ_a = $0,020h_{sx}$

ρ = Faktor redudansi (1,0)

Tabel 4.5 Kontrol simpangan antar lantai model SC EBF-SL akibat beban gempa

Tingkat	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Drift	Syarat drift	ketereangan
0	0	0	0	80	
1	1.1	4.4	4.4	80	OK
2	2.7	10.8	6.4	80	OK
3	4.3	17.2	6.4	80	OK
4	5.9	23.6	6.4	80	OK
5	7.7	30.8	7.2	80	OK
6	9.4	37.6	6.8	80	OK
7	11.2	44.8	7.2	80	OK
8	12.8	51.2	6.4	80	OK
9	14.1	56.4	5.2	80	OK
10	16	64	7.6	80	OK
11	17.5	70	6	80	OK
12	18.8	75.2	5.2	80	OK

Tabel 4.6 Kontrol simpangan antar lantai model SC EBF-IL akibat beban gempa

Tingkat	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Drift	Syarat drift	ketereangan
0	0	0	0	80	
1	1.1	4.4	4.4	80	OK
2	2.6	10.4	6	80	OK
3	4.3	17.2	6.8	80	OK
4	6.1	24.4	7.2	80	OK
5	7.6	30.4	6	80	OK
6	9.4	37.6	7.2	80	OK
7	11.1	44.4	6.8	80	OK
8	12.6	50.4	6	80	OK
9	14.3	57.2	6.8	80	OK
10	15.6	62.4	5.2	80	OK
11	16.8	67.2	4.8	80	OK
12	17.8	71.2	4	80	OK

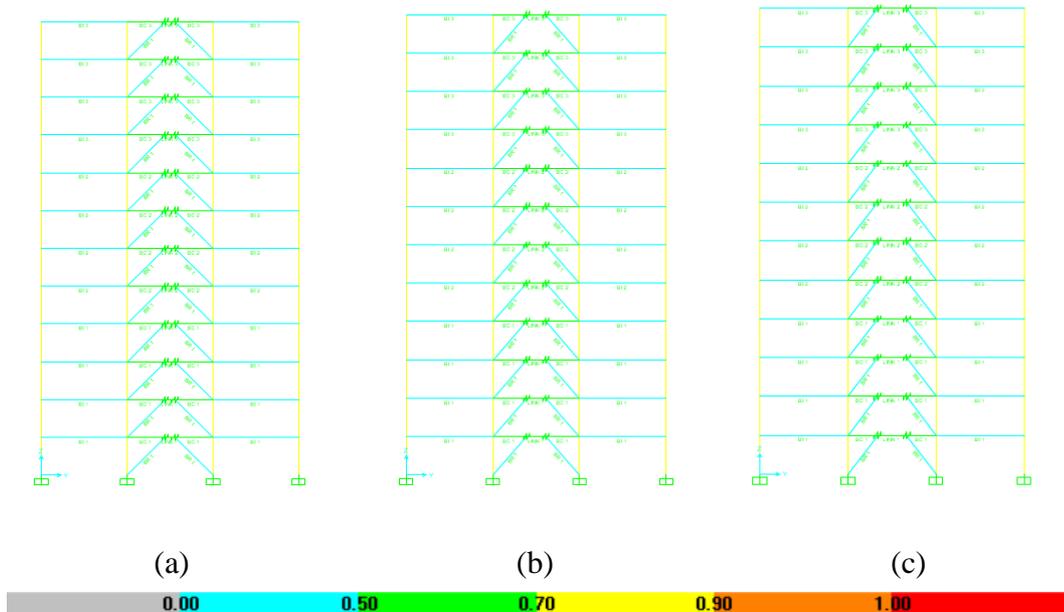
Tabel 4.7 Kontrol simpangan antar lantai model SC EBF-LL akibat beban gempa

Tingkat	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Drift	Syarat drift	ketereangan
0	0	0	0	80	
1	1.2	4.8	4.8	80	OK
2	2.7	10.8	6	80	OK
3	4.5	18	7.2	80	OK
4	6.2	24.8	6.8	80	OK
5	8.2	32.8	8	80	OK
6	10	40	7.2	80	OK
7	11.7	46.8	6.8	80	OK
8	13.3	53.2	6.4	80	OK
9	14.8	59.2	6	80	OK
10	16	64	4.8	80	OK
11	16.9	67.6	3.6	80	OK
12	17.7	70.8	3.2	80	OK

Dari hasil analisa tabel di atas maka analisis struktur untuk ketiga model struktur EBF memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 dan Pasal 7.12.1.

4.1.2 Kontrol Penampang

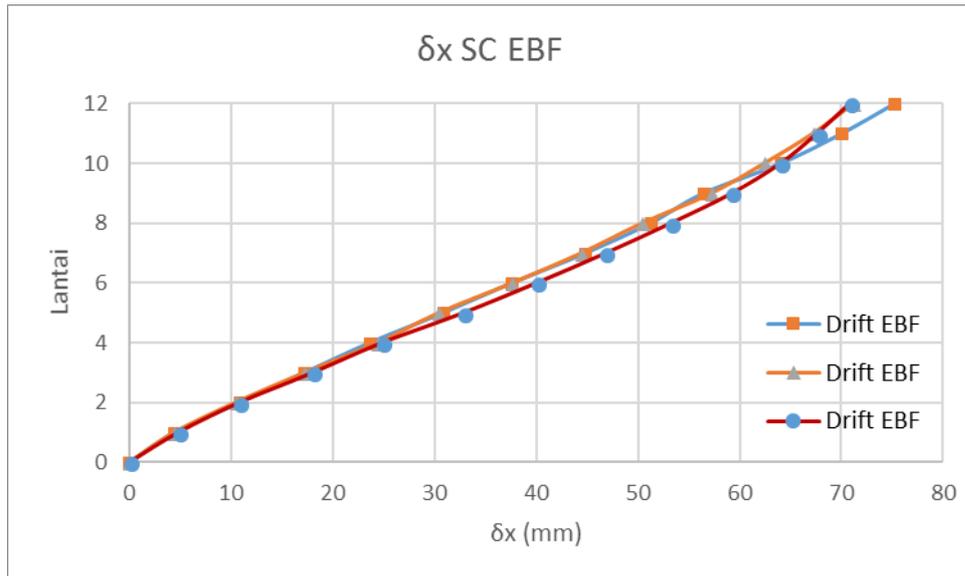
Untuk pengontrolan penampang dilakukan dengan menggunakan fasilitas *steel design check* dari SAP2000. Dari hasil *steel design check* pada Gambar 4.2 dan indikator warna menunjukkan bahwa penampang yang digunakan masih dalam kondisi aman, yaitu indikator warna maksimum adalah hijau pada elemen kolom dengan nilai rasio tegangan berkisar antara 0.5 sampai 0.7.



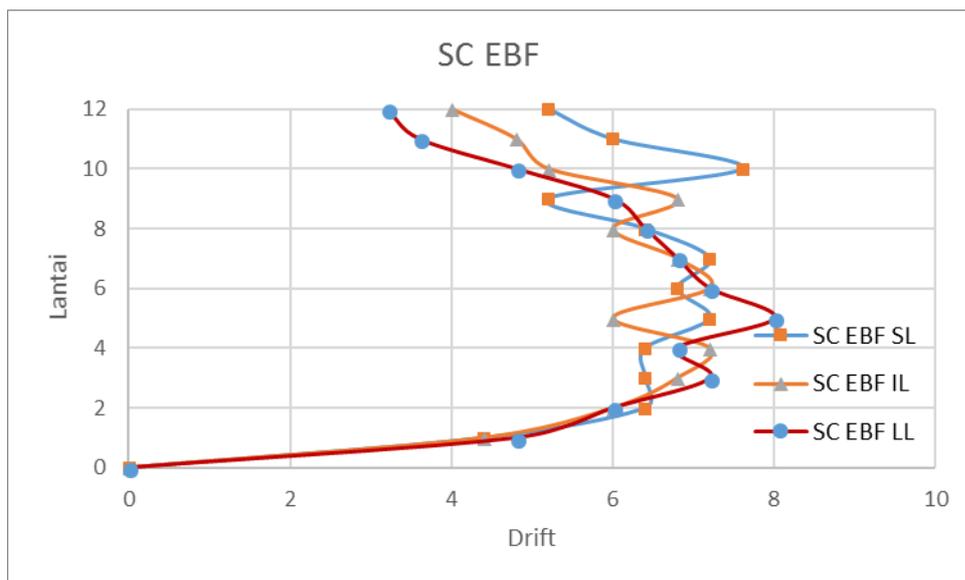
Gambar 4.2 Steel design check terhadap struktur (a) SCEBF-SL, (b) SCEBF-IL, dan (c) SCEBF-LL

4.2 Simpangan Lateral dan Drift

Simpangan lateral dan drift yang terjadi pada ketiga model struktur ditunjukkan sebagai berikut.



Gambar 4.3 Simpangan gedung



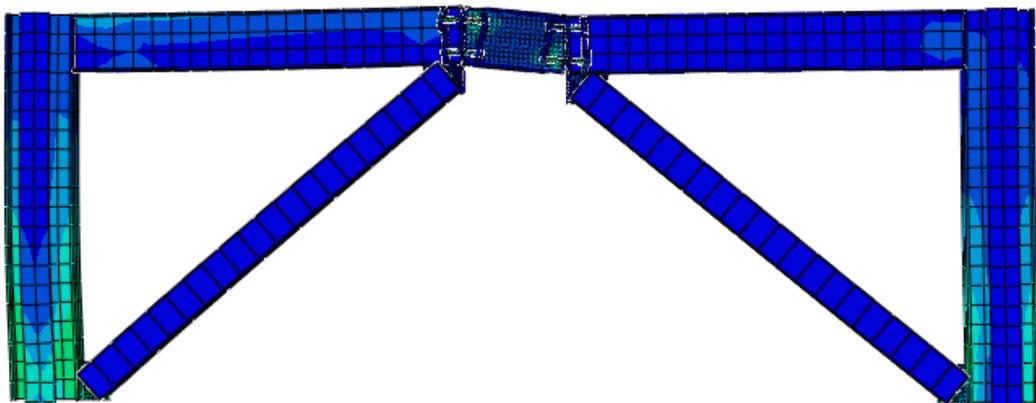
Gambar 4.4 Drift gedung

Dari Gambar 4.3 sampai Gambar 4.4 diatas menunjukkan bahwa simpangan lateral yang dihasilkan pada model gedung SCEBF-SL lebih besar dibandingkan dengan dua model yang lain, dan Model gedung SCEBF-LL memiliki nilai simpangan deck terkecil. Dengan model gedung SCEBF-LL sebagai acuan maka pada model gedung SCEBF-SL dan EBF-IL masing-masing mengalami peningkatan simpangan deck sebesar 2.36% dan 3.35%

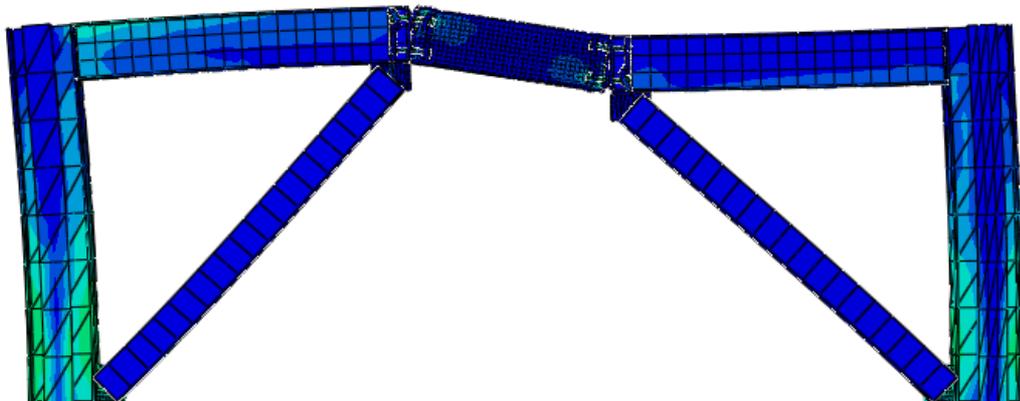
Perilaku yang sama juga berlaku pada drift terkecuali pada deck terjadi perubahan kondisi yang sebaliknya. Drift deck pada gedung SCEBF-SL lebih besar dari model gedung lainnya dengan model gedung SCEBF-IL dan SCEBF-LL masing-masing mengalami pengurangan drift deck sebesar 6.06% dan 7.98%.

4.3 Analisa Perilaku Portal EBF dengan ABAQUS versi 6.14

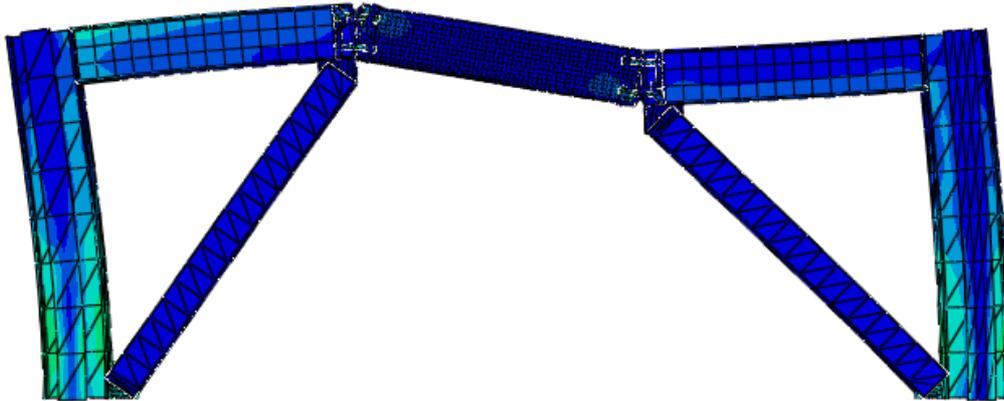
Perilaku dari model SCEBF-SL, SCEBF-IL dan SCEBF-LL dibahas dengan mengambil masing-masing portal SCEBF dengan menggunakan *software* ABAQUS versi 6.14 dengan diberikan pembebanan siklik untuk mendapatkan perilaku dari masing-masing portal. *Output* yang dihasilkan yaitu berupa kontur tegangan serta perilaku elemen pada portal EBF.



Gambar 4.5 Kontur tegangan SCEBF-SL



Gambar 4.6 Kontur tegangan SCEBF-IL



Gambar 4.7 Kontur tegangan SCEBF-LL

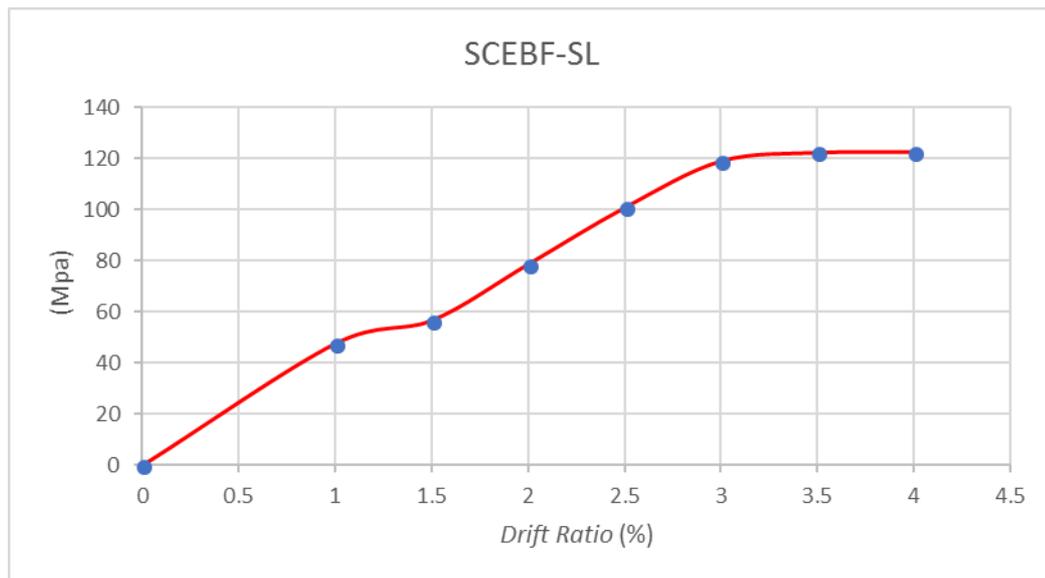
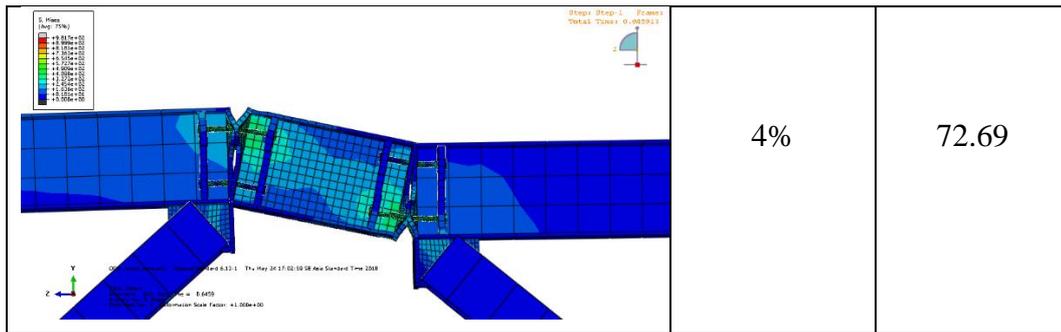
Perilaku serta tegangan yang terjadi pada portal SCEBF-SL, SCEBF-IL dan SCEBF-LL akibat diberi beban siklik ditunjukkan dalam Gambar 4.7 sampai Gambar 4.9 diatas. Pada kondisi dengan diberikan dorongan displacement sebesar 1 satuan memperlihatkan dari ketiga model tersebut tidak terjadi kelelahan pada elemen *link*. Berikutnya akan dianalisa bagaimana kondisi pada portal untuk setiap ratio *drift* yakni pada *drift* 1%, 1.5%, 2%, 2.5%, 3%, 3.5% dan 4% untuk setiap model portal.

Pada tabel 4.8 menunjukkan bentuk deformasi dari portal khususnya yang terjadi pada bagian sekitar *link* untuk model SCEBF-SL pada nilai *ratio drift* 1%, 1.5%, 2%, 2.5%, 3%, 3.5% dan 4% .

Tabel 4.8 Hasil deformasi dan nilai tegangan SCEBF-SL

Output SCEBF-SL	Drift Ratio	tegangan (Mpa)
	1%	47.71

	1.5%	36.76
	2%	78.83
	2.5%	100.97
	3%	119.20
	3.5%	72.48

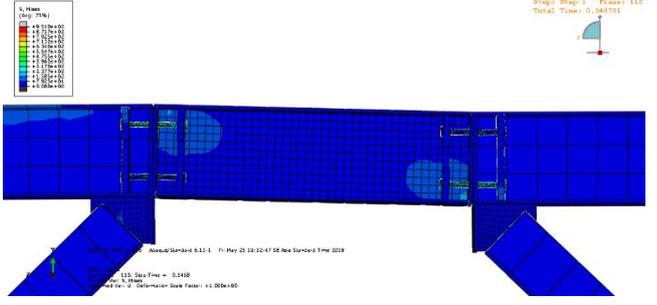
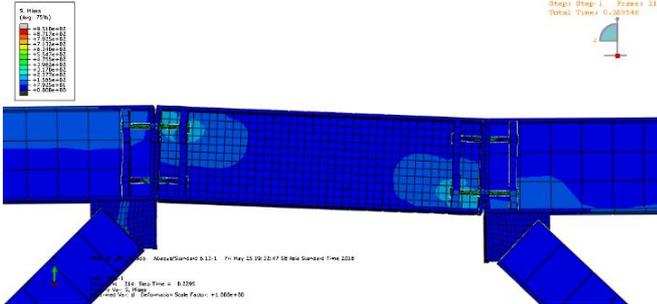
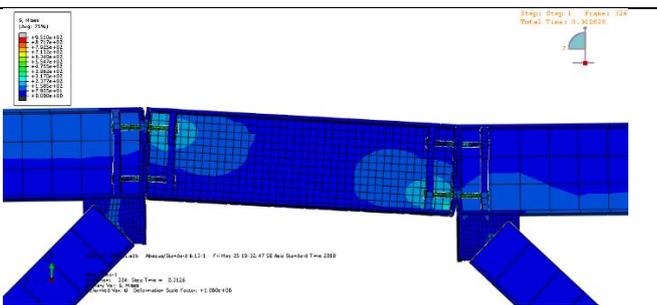
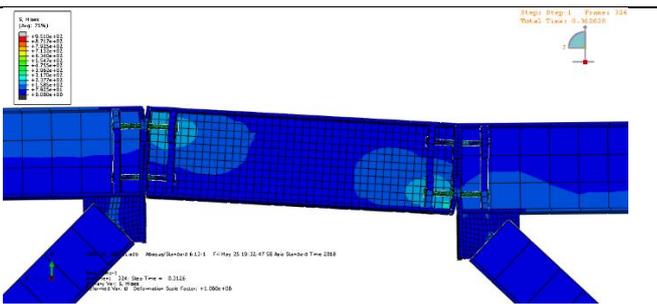
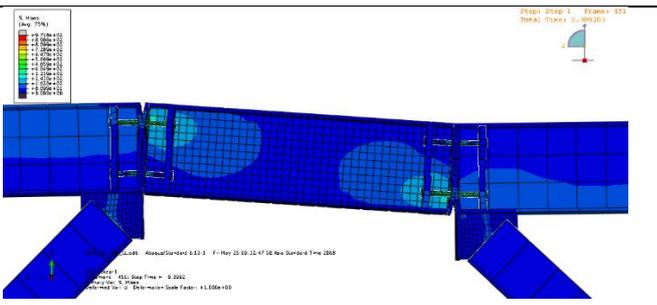


Gambar 4.8 Kurva tegangan SCEBF-SL

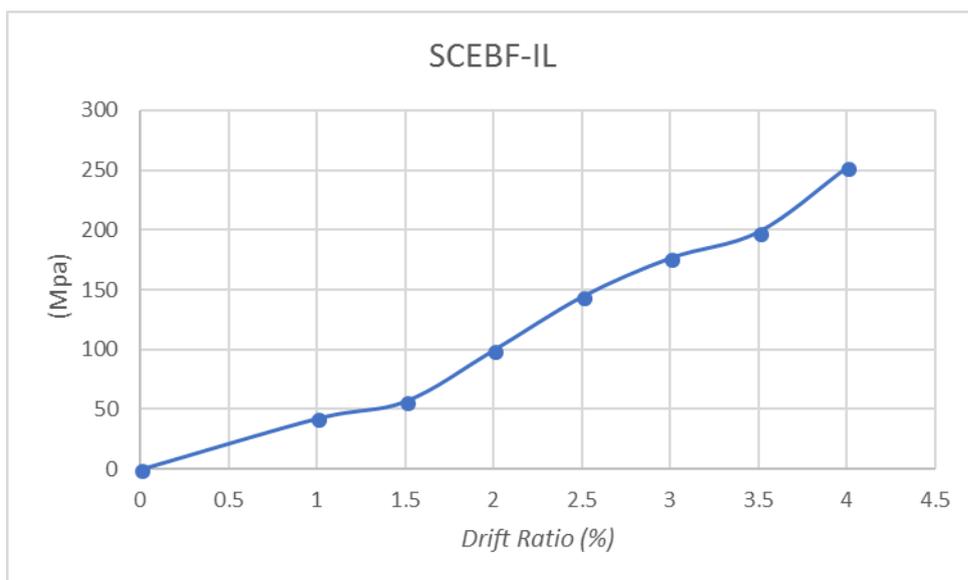
Dari yang ditunjukkan pada diagram 4.8 dapat dilihat bahwa portal dengan model yang menggunakan *short link* mempunyai nilai tegangan tertinggi pada *ratio drift* 3% dengan nilai 119.20 Mpa. Lalu terjadi penurunan nilai tegangan pada saat *drift ratio* 1.5%. Setelah melewati 3% *ratio drift* portal mengalami penurunan nilai hingga mencapai 72.69 Mpa.

Pada tabel 4.9 menunjukkan betuk deformasi dari portal khususnya yang terjadi pada bagian sekitar *link* untuk model SCEBF-IL pada nilai *ratio drift* 1%, 1.5%, 2%, 2.5%, 3%, 3.5% dan 4% .

Tabel 4.9 Hasil deformasi dan nilai tegangan SCEBF-IL

Output SCEBF-IL	Drift Ratio	Tegangan (Mpa)
	1%	12.49
	1.5%	56.89
	2%	99.80
	2.5%	144.40
	3%	176.83

	3.5%	198.74
	4%	252.56



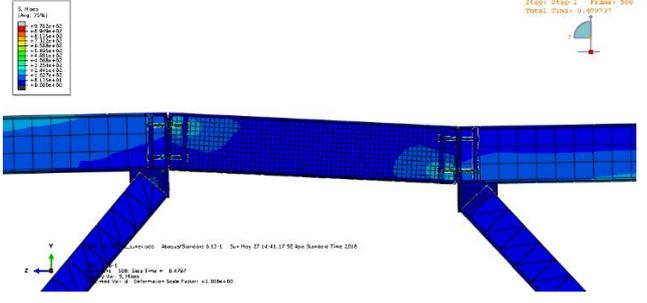
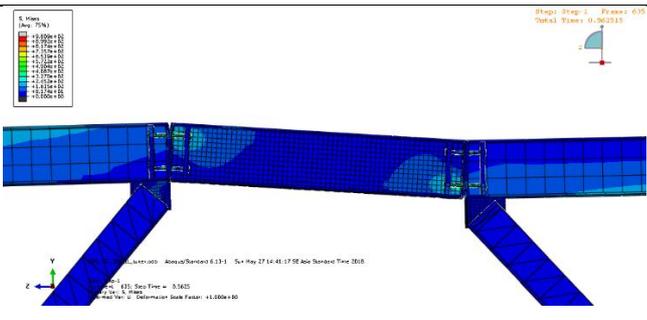
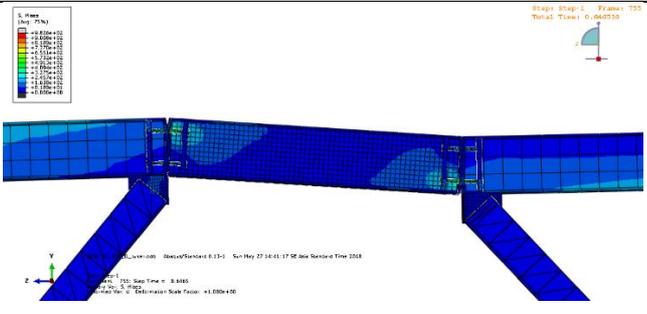
Gambar 4.5 Kurva tegangan SCEBF-IL

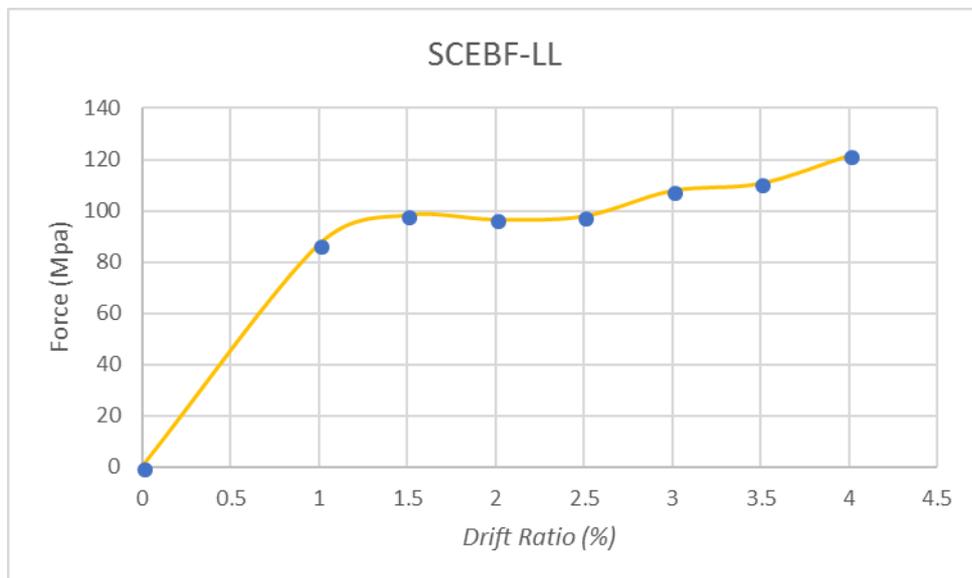
Dari yang ditunjukkan pada diagram 4.9 dapat dilihat bahwa portal dengan model yang menggunakan *intermediate link* mempunyai nilai tegangan tertinggi pada *ratio drift* 4% dengan nilai 252.56 Mpa. Berbeda dengan model SCEBF-SL pada model yang menggunakan *intermediate link* sampai *ratio drift* mencapai 4% model masih tidak mengalami penurunan nilai tegangan portal.

Pada tabel 4.10 menunjukkan bentuk deformasi dari portal khususnya yang terjadi pada bagian sekitar *link* untuk model SCEBF-LL pada nilai *ratio drift* 1%,1.5%, 2%, 2.5%, 3%, 3.5% dan 4% .

Tabel 4.10 Hasil deformasi dan nilai tegangan SCEBF-LL

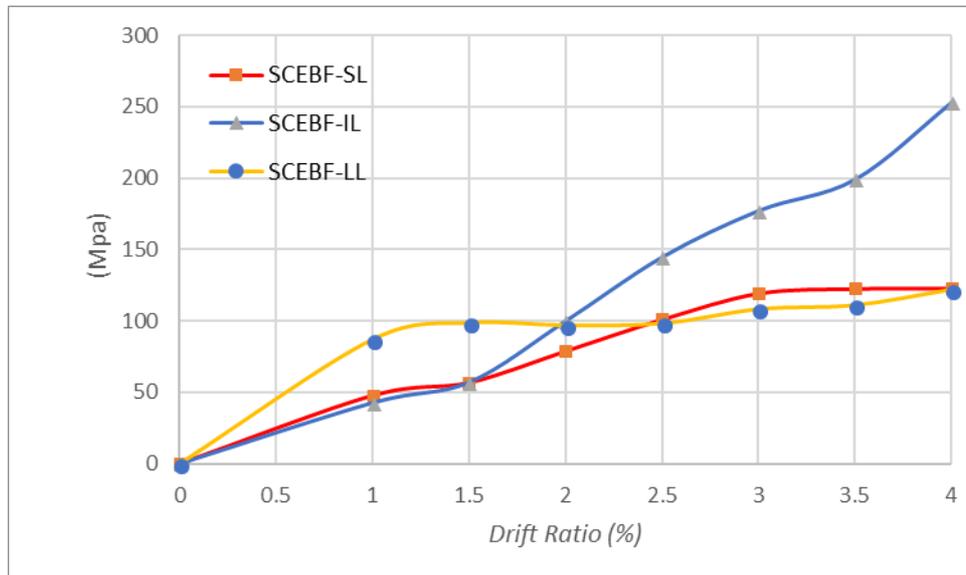
Output SCEBF-LL	Drift Ratio	tegangan (Mpa)
	1%	86.87
	1.5%	98.41
	2%	96.68
	2.5%	97.94

	3%	107.93
	3.5%	110.76
	4%	121.68



Gambar 4.10 Kurva tegangan SCEBF-LL

Dari yang ditunjukkan pada diagram 4.10 dapat dilihat bahwa portal dengan model yang menggunakan *long link* mempunyai nilai tegangan tertinggi pada *ratio drift* 4% dengan nilai 121.68 Mpa.

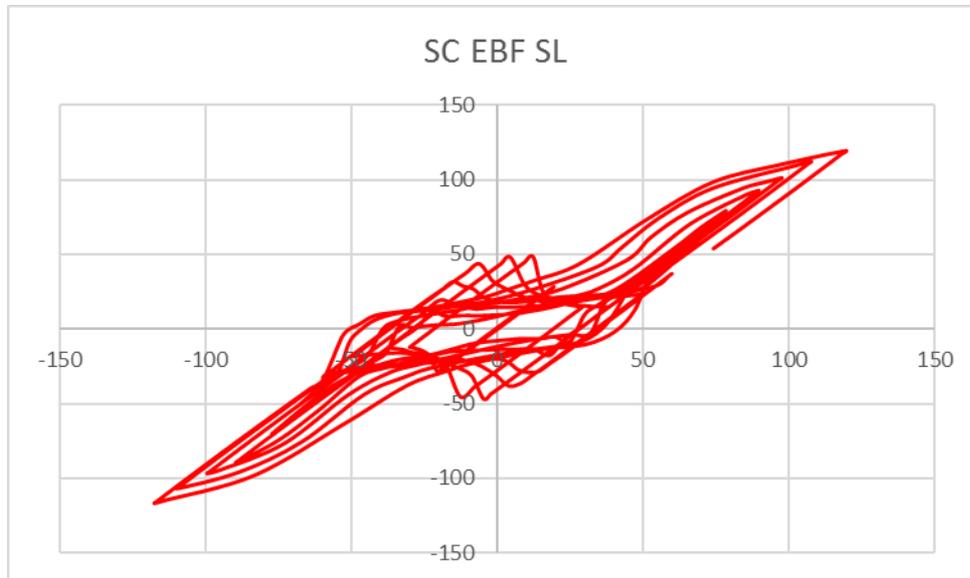


Gambar 4.11 Kurva tegangan dan ratio drift

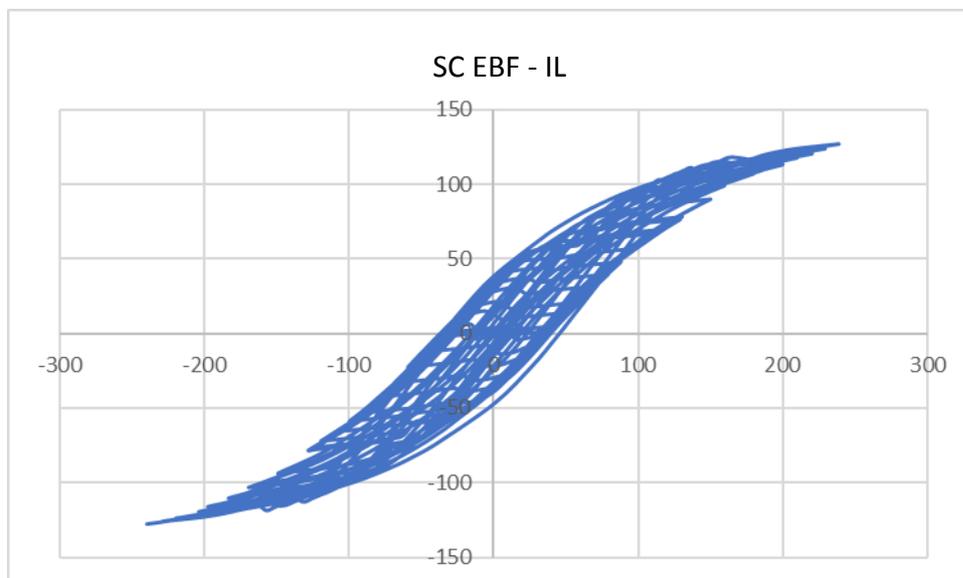
Dari hasil analisa kurva tegangan dan ratio drift, dapat disimpulkan bahwa model SCEBF-IL mempunyai nilai tegangan tertinggi pada saat ratio drift 4% dengan nilai 252.56 Mpa. SCEBF-LL mempunyai nilai kedua tertinggi sebesar 121.68 Mpa, dan terakhir adalah model SCEBF-SL dengan nilai tegangan sebesar 119.20 Mpa. Tetapi juga dapat dilihat pada ratio drift 1% (awal) nilai tegangan tertinggi terdapat pada model SCEBF-SL lalu SCEBF-LL dan terakhir adalah pada model SCEBF-IL.

4.4 Kurva Histeresis pada Portal SCEBF-SL, SCEBF-IL dan SCEBF-LL

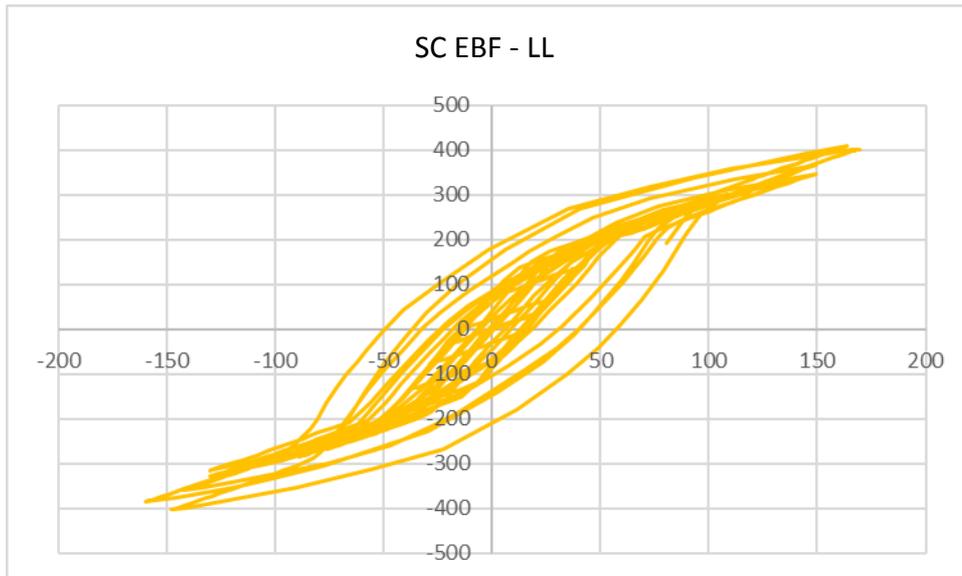
Diagram histeresis yang ditampilkan diambil pada setiap model portal SCEBF. Adapun hasil yang diberikan ditampilkan dalam Gambar 4.12 sampai Gambar 4.13.



Gambar 4.12 Kurva akibat beban siklik pada model SCEBF-SL

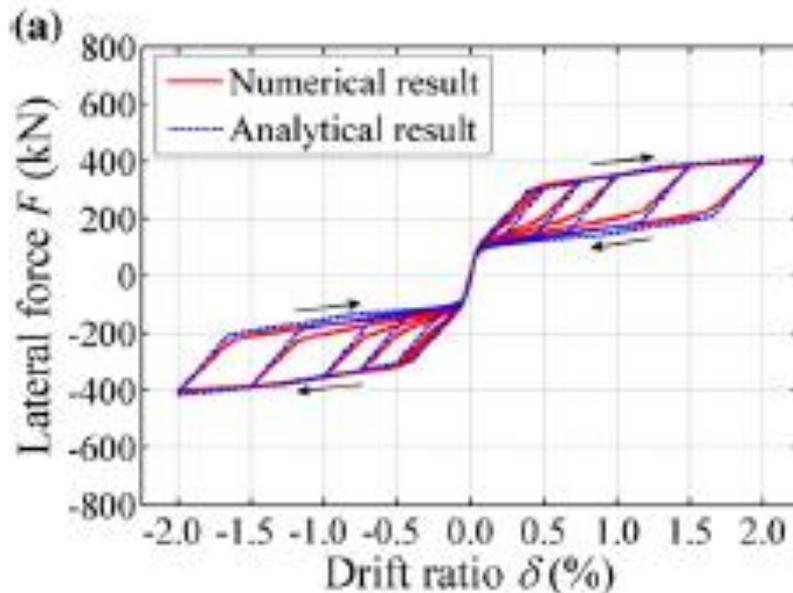


Gambar 4.13 Kurva akibat beban siklik pada model SCEBF-IL



Gambar 4.14 Kurva akibat beban siklik pada model EBF-LL

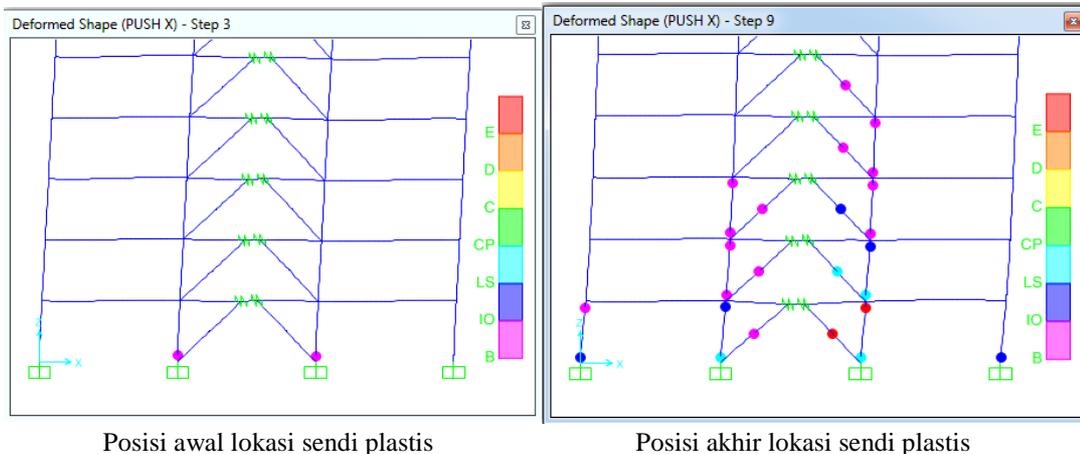
Dari Gambar 4.12 sampai 4.14, menunjukkan bahwa pada model SCEBF-IL tegangan maksimum yang dicapai adalah sebesar 315.41 KN pada posisi perpindahan dengan nilai 238 mm, ini menjadikan model ini mempunyai nilai tegangan terbesar dan nilai perpindahan terbesar untuk nilai dari ketiga model yang ada.



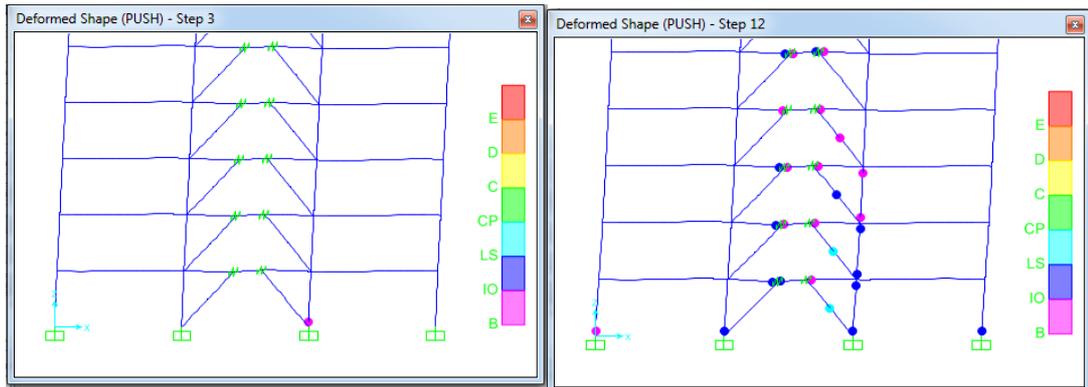
Dari gambar contoh diatas yang dimabil sebgaia perbandingan untuk hasil percobaan penggunaan sistem self centering yang ditambahkan SAM BOLT pada portal baja yang menggunakan sistem EBF dapat dilihat terjadi perbedaan. Nilai puncak tegangan berada pada nilai 400 KN, terjadi pada drift rasio 2%, dan terjadi pengambalian deformasi akibat peran SMA BOLT. Berbeda dengan hasil percobaan tanpa SMA BOLT tidak terjadi nilai deformasi kembali.

4.5 Verifikasi Hasil

Untuk memverifikasi apakah pemodelan yang dibuat telah sesuai dengan konsep sistem EBF, maka dilakukan perbandingan dengan model untuk ketiga portal dengan menggunakan SAP2000. Pada SAP2000 diberikan beban dorong berupa *displacement control*. Seperti yang ditampilkan dalam Gambar 4.16 samapa 4.18 menunjukkan titik sendi plastis pada portal. Verifikasi dilakukan dengan membandingkan mekanisme keruntuhan yaitu letak terjadinya sendi plastis dan besarnya deformasi yang dihasilkan antara kedua program bantu tersebut.



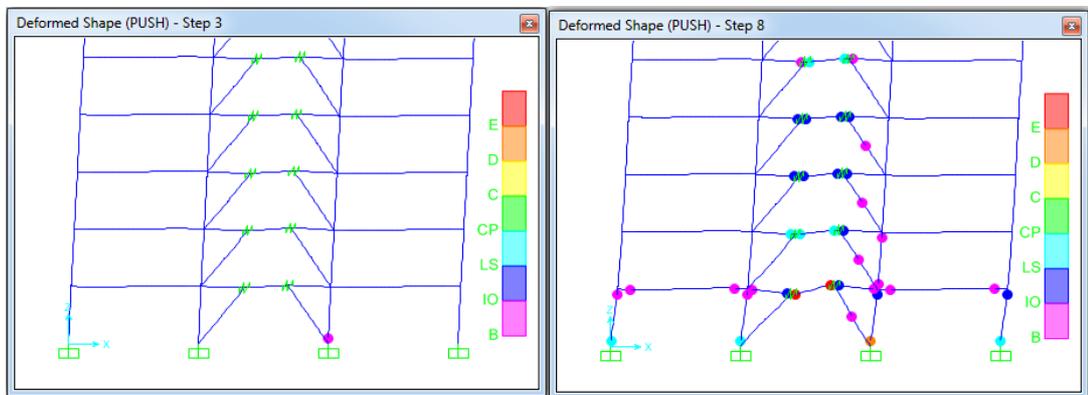
Gambar 4.6 Letak sendi plastis pada portal EBF-S



Posisi awal lokasi sendi plastis

Posisi akhir lokasi sendi plastis

Gambar 4.17 Letak sendi plastis pada portal SCEBF-IL



Posisi awal lokasi sendi plastis

Posisi akhir lokasi sendi plastis

Gambar 4.7 Letak sendi plastis pada portal SCEBF-LL

Dari Gambar 4.17 sampai Gambar 4.19 memperlihatkan posisi awal dan akhir terjadinya lokasi sendi plastis pada ketiga model portal EBF. Secara keseluruhan mekanisme keruntuhan pada portal telah terpenuhi yaitu sejak awal, terjadinya sendi plastis adalah pada balok *link*. Dengan peningkatan beban *displacement* menyebabkan elemen struktur lainnya mulai mengalami pelelehan yang ditandai dengan terjadinya juga sendi plastis pada kolom maupun balok. Jika dilihat kembali pada model portal EBF dengan ABAQUS, mekanisme yang sama juga dihasilkan pada setiap portal.

Selain itu hasil output yang dapat dilihat dari SAP2000 adalah kurva *pushover* sehingga dapat dihitung berapa nilai daktilitas dari ketiga model portal

EBF tersebut. Faktor daktilitas (μ) sendiri adalah rasio antara simpangan maksimum (δ_m) struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung (δ_y) pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung. Dari kurva *pushover* hasil SAP2000 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.19 dapat dihitung daktilitas struktur EBF dengan menggunakan rumus:

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y}$$

Daktilitas struktur SCEBF-SL:

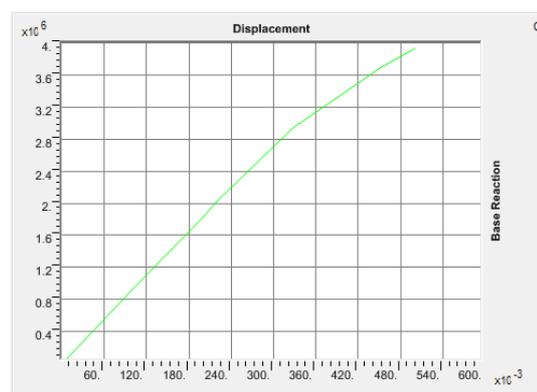
$$\mu_{\text{EBF-S}} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{544.56}{245.88} = 2.21$$

Daktilitas struktur SCEBF-IL:

$$\mu_{\text{EBF-I}} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{500.28}{219.63} = 2.27$$

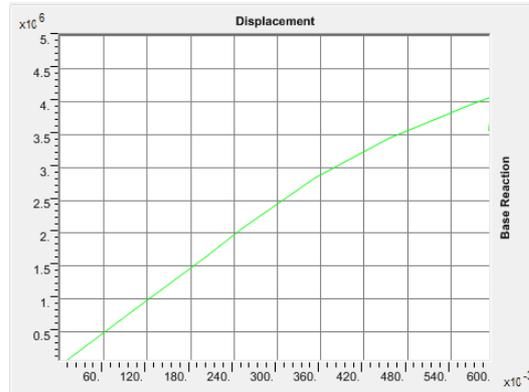
Daktilitas struktur SCEBF-LL:

$$\mu_{\text{EBF-L}} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{599.02}{251.78} = 2.37$$



(a) SCEBF-SL

(b) SCEBF-IL



(c) SCEBF-LL

Gambar 4.19 Kurva pushover hasil SAP2000

Dari hasil perhitungan diatas menunjukkan bahwa struktur SCEBF-LL memiliki nilai daktilitas terbesar diantara ketiga model yaitu sebesar 2.37 dan struktur SCEBF-SL memiliki nilai daktilitas terendah yaitu sebesar 2.21 sedangkan struktur SCEBF-IL memiliki nilai daktilitas diantara ketiga model yaitu sebesar 2.27. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa struktur SCEBF-LL lebih daktil dibanding struktur SCEBF-SL maupun SCEBF-IL.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan pembahasan dari hasil analisa yang telah dilakukan, maka kesimpulan yang dapat diambil adalah sebagai berikut:

1. Simpangan lateral dan drift yang dihasilkan pada model gedung SCEBF-SL lebih kecil dibandingkan dengan dua model gedung yang lain, dan Model gedung SCEBF-LL memiliki nilai simpangan deck terbesar. Dengan demikian struktur gedung yang menggunakan *short link* (*link* pendek) memberikan respon yang lebih baik dibandingkan *intermediate link* (*link* menengah) maupun *long link* (*link* panjang).
2. Diagram histeresis menunjukkan bahwa model SCEBF-IL memiliki nilai tegangan terbesar pada *drift* maksimal dibandingkan dengan model SCEBF-SL maupun SCEBF-LL.
3. Model yang digunakan pada ABAQUS harus memperhatikan bagaimana perilaku hubungan antar elemen, pada bagian link dan balok digunakan *surface interaction* agar portal dapat berperilaku rigid bukan elastis seperti sistem EBF konvensional.
4. Struktur yang menggunakan *intermediate link* memiliki perilaku yang lebih baik karena memiliki nilai perpindahan yang paling besar, untuk *long link* memiliki perilaku yang mempunyai disipasi energi yang besar tetapi tidak sesuai dengan tujuan *self centering system* yaitu mencapai perpindahan terbesar.

5.2 Saran

Adapun saran yang dapat diberikan yaitu studi terhadap efektifitas ukuran *link* dengan mempertimbangkan kondisi syarat struktur dan bagaimana penerapan pada proyek pembangunan secara nyata.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTKA

Azad, S. K. & Topkaya, C., 2017. A Review of Research on Steel Eccentrically Braced Frames. *Journal of Constructioned Steel Research*.

Budiono, B., Yurisman & Nidiasari, 2011. Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem Struktur Rankga Baja Tahan Gempa. *Konstruksi Indonesia Melangkah Ke Masa Depan*.

Musmar, M., 2011. Effect of Link on Eccentrically Braced Frames. *Journal of Engineering Scienses, Assiut University*, pp. 35-43.

P.Popov, E., Kasai, K. & Engelhardt, M. D., 1986. Advances in Design of Eccentrically Braced Frames.

Qui, C.-X. & Zhu, S., 2016. Performance-Based Seismic Design of Self-Centering Steel Frames with SMA-Based Braces.

Xu, L.-H., Fan, X.-W. & Li, Z. X., 2016. Development and experimental verification of a pre-pressed spring self-centering energy disipation brace.

Yu, X., Zhang, Y. & Lou, Y., 2016. Self-centering eccentrically braced frames using shape memory alloy bolts and post-tensioned tendons. *Journal of construction steel research*, pp. 190-204.

Yurisman, 2010. Kajian Numerik Terhadap Kinerja Link Geser dengan Pengaku Diagonal pada Struktur Baja Berpenopang Eksentrik (EBF). *Jurnal Teoritis dan Terapan Bidang Rekayasa Sipil*.

BIODATA PENULIS



Masruri Anwar, penulis dilahirkan di Bogor, 12 Maret 1992, merupakan anak ketiga dari empat bersudara. Penulis telah menempuh Pendidikan formal di TK Tirtasi Bogor, SDN Papandayan I Bogor, SMPN 5 Bogor dan SMAN 2 Bogor. Setelah lulus SMA penulis melanjutkan jenjang S1 di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya mengambil jurusan S1 Teknik Sipil. Penulis mendapat kan gelar sarjana setelah menyelesaikan Pendidikan S1 pada tahun 2016 dengan tugas akhir berjudul “MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR HOTEL GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN METODE ECCENTRICALLY BRACED FRAME “. Pada tahun 2016 penulis melanjutkan Pendidikan pascasarjana di institute Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya program studi Teknik sipil, bidang keahlian struktur.