TUGAS AKHIR - RC14 1501

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED V* DAN *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED Y* TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

RIZQI AMALIA
NRP 3111 100 031

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D
Data Iranata, ST, MT, Ph.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015

TUGAS AKHIR - RC14 1501

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED V* DAN *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED Y* TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

RIZQI AMALIA
NRP 3111 100 031

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D
Data Iranata, ST, MT, Ph.D

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015

FINAL PROJECT - RC14 1501

COMPARATIVE STUDY OF BEHAVIOUR STRUCTURE OF ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED V AND ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED Y UNDER SEISMIC LOADING

RIZQI AMALIA
NRP 3111 100 031

Major Supervisor
Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D
Data Iranata, ST, MT, Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institut of Technology
Surabaya 2015

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED V* DAN *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED Y* TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

RIZQI AMALIA
NRP. 3111 100 031

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D .....(Pembimbing I)

2. Data Iranata, ST, MT, Ph.D .....(Pembimbing II)

SURABAYA
JULI, 2015

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED* V DAN *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED* Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

Nama Mahasiswa : Rizqi Amalia
NRP : 3111100031
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi 1 : Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D
Dosen Konsultasi 2 : Data Iranata, ST, MT, Ph.D

ABSTRAK

Eccentrically braced frames (EBF) merupakan sistem struktur baja penahan gempa, dimana pada salah satu dari ujung pengaku terhubung pada balok sehingga terdapat segmen terpisah pada balok yang disebut link. Pada beberapa kasus, konstruksi dengan menggunakan inverted V (link horizontal) tipe link geser tidak mungkin dilaksanakan pada semua lantai karena pada beberapa lantai yang memikul beban vertikal yang sangat besar, link yang harus mengalami plastis sedangkan balok diluar link harus tetap berperilaku elastis bahkan dibawah kondisi gempa besar, maka muncul gagasan mengenai pemakaian EBF dengan link vertikal atau disebut EBF Inverted Y.

Tugas akhir ini menganalisa perilaku struktur pada EBF tipe inverted V dan inverted Y. Sistem struktur dimodelkan sebagai struktur 10 lantai dengan fungsi perkantoran dan berada di wilayah gempa Padang. Dari hasil analisa pushover menunjukkan bahwa model EBF Inverted V memiliki kekuatan yang lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y dengan prosentase 32,21%. Kekakuan elastis dari EBF Inverted V juga lebih besar 8,8% dibandingkan EBF Inverted Y. Dari tabel pushover, daktilitas yang dimiliki EBF Inverted V 46,9% relatif lebih besar dibanding dengan EBF Inverted Y. Level kinerja pada

saat gempa rencana, EBF inverted V menunjukan level kinerja B sedangkan EBF Inverted Y berada pada level LS. Dengan ukuran link, balok, bracing dan kolom yang relatif sama, dari segi mekanisme keruntuhan, kegagalan EBF Inverted Y dapat terkontrol pada elemen link saja namun pada EBF Inverted V perlu dipastikan elemen diluar link memiliki kapasitas yang lebih besar.

Kata Kunci : Eccentrically Braced Frame, Inverted V, Inverted Y, Pushover Analisis, Perilaku Struktur.

COMPARATIVE STUDY OF BEHAVIOUR STRUCTURE OF ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED V AND ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED Y UNDER SEISMIC LOADING

Name	**: Rizqi Amalia**
NRP	**: 3111100031**
Departement	**: Teknik Sipil FTSP-ITS**
Supervisor 1	**: Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D**
Supervisor 2	**: Data Iranata, ST, MT, Ph.D**

ABSTRACT

Eccentrically braced frames (EBF) are a lateral load-resisting system for steel building which have at least one end of every brace is connected to beams so that are a beam segment called a link. In any case, construction an EBF using eccentric inverted V-bracing with shear links for all stories was not possible since at several of the floors had to carry very large vertical loads and the operational requirements stipulated that the girder were required to remain elastic even under severe earthquake condition, for those reason, it appears idea of using EBF with vertical link or called EBF Inverted Y.

This thesis analyses the behavior of the structure on EBF Inverted V and Inverted Y. the system structure is modeled as a structure of 10 floors and functioned as an offices in Padang. The results of pushover analysis shows that the model EBF Inverted V have greater strength than EBF Inverted Y with percentage 32,21%. Elastic rigidity of EBF Inverted V is also greater compared to EBF Inverted Y with percentage are 8,8%. From pushover table, ductility of EBF Inverted V is 46,9% relatively greater than EBF Inverted Y. in terms of perfomance level at earthquake design, EBF Inverted V indicates perfomance level at B while the EBF Inverted Y are at the level of LS. With size of the

link, beams, bracing and columns are relatively same, in terms of collapse mechanism, the failure of EBF Inverted V can be controlled on a link element only, but on EBF Inverted Y need assured elements outside of the link has a larger capacity.

Keyword : Eccentrically Braced Frame, Inverted V, Inverted Y, Pushover Analysis, Structure Behavior

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, puji syukur kehadirat Allah SWT karena atas berkah, karunia, rahmat dan hidayah-Nya Tugas Akhir ini telah terselasaikan dengan baik. Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik bidang studi struktur program studi S1 Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis tidak berjalan sendirian. Banyak pihak yang telah membantu proses pengerjaan Tugas Akhir ini hingga selesai. Maka dari itu dengan rasa hormat penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Tuhan Yang Maha Esa, Yang selalu setia memberikan hidayah-Nya dalam proses pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Orang Tua saya Nurhadi Saputro dan Winarsih yang senantiasa memberikan dukungan moral, doa dan dukungan materi selama pengerjaan tugas akhir ini.
3. Bapak Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D selaku dosen pembimbing I yang telah memberikan waktu, tenaga dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Data Iranata, ST, MT, Ph.D selaku dosen pembimbing II yang telah memberikan waktu, tenaga dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Saudara saya Ardhi Ismana dan Jaka Nugraha yang selalu memberikan semangat dan doa untuk kelancaran penyusunan Tugas Akhir ini.
6. Seluruh sahabat dan teman-teman satu angkatan Teknik Sipil 2011 yang telah memberikan dukungan semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
7. Sabila Desvi, Rahayuning Pangestuti, Ahmad Zanuar C, Septiana Rahmawati, Ismaya Fatmasari dan Hendra Anisa

yang selalu menghibur dan memberi semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

8. Faricha Azizah, Ariq Nazar, Icmi Ag dan Guncahyo W yang telah meluangkan waktunya untuk mendengar keluhan dan memberikan semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam Tugas Akhir ini masih belum sempurna. Oleh karena itu, penulis berharap kritik dan saran dari pembaca demi kebaikan untuk kedepannya. Semoga Tugas Akhir ini bisa memberikan manfaat, baik bagi penulis maupun bagi para pembaca. Amin.

Surabaya, 06 Juli 2015

Hormat Kami,

Rizqi Amalia

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL ..... **i**
LEMBAR PENGESAHAN ..... **iii**
ABSTRAK ..... **iv**
ABSTRACT ..... **vi**
KATA PENGANTAR ..... **viii**
DAFTAR ISI ..... **x**
DAFTAR TABEL ..... **xvi**
DAFTAR GAMBAR ..... **xx**
BAB I PENDAHULUAN **1**
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Perumusan Masalah 4
1.2.1 Permasalahan Umum 4
1.2.2 Detail Permasalahan 4
1.3 Tujuan Penelitian. 5
1.3.1 Tujuan Umum 5
1.3.2 Detail Tujuan 5
1.4 Batasan Masalah 5
1.5 Manfaat 6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA **7**
2.1 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa 7
2.2 Konsep Eccentrically Baced Frames 8
2.3 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe Inverted V Dan Inverted Y 9
2.3.1 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe Inverted V 9

2.3.2 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe Inverted Y 10
2.4 Sudut Rotasi Link Beam 12
2.5 Jurnal Terkait 13
BAB III METODOLOGI 17
3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir 17
3.2 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir 18
3.2.1 Studi Literatur 18
3.2.2 Kriteria Desain 19
3.2.3 Preliminary Desain..... 19
3.2.4 Perencanaan Elemen Sekunder 20
3.2.5 Perhitungan Pembebanan Dan Kombinasi Pembebanan 20
3.2.6 Pemodelan Dan Analisa Struktur 27
3.2.7 Kontrol Desain Struktur Utama 28
3.2.8 Analisa Pushover Pada Struktur Utama Dan Kurva Pushover 41
3.2.9 Evaluasi Hasil Pemodelan 41
BAB IV PRELIMINARY DESAIN 43
4.1 Data Perencanaan..... 43
4.2 Perencanaan Awal Dimensi Struktur..... 43
4.2.1 Preliminary Desain Balok Anak 43
4.2.2 Preliminary Desain Balok Induk..... 46
4.2.3 Preliminary Desain Link..... 48
4.2.4 Preliminary Desain Kolom..... 51
4.2.5 Preliminary Desain Bracing..... 53
4.3 Rekapitulasi Preliminary Desain..... 55

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER 57
5.1 Perencanaan Balok Anak 57
5.2 Balok Anak Atap 57
5.3 Balok Anak Lantai 1-9 61
BAB VI PEMBEBANAN DAN PEMODELAN STRUKTUR 67
6.1 Pemodelan Struktur 67
6.2 Pembebanan Struktur Utama 68
6.3 Kontrol Desain 69
6.3.1 Parameter Respon Struktur Rencana 70
6.3.2 Kontrol Partisi Massa 71
6.3.3 Kontrol Periode Getar 73
6.3.4 Kontrol Gaya Geser Dasar Respon Spektrum 74
6.3.5 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai 78
6.4 Kombinasi Pembebanan 85
6.5 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted V 86
6.5.1 Kontrol Link 86
6.5.2 Kontrol Bracing 90
6.5.3 Kontrol Balok Diluar Link 92
6.5.4 Kontrol Kolom 94
6.6 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted Y 100
6.6.1 Kontrol Link 100
6.6.2 Kontrol Bracing 103
6.6.3 Kontrol Balok Diluar Link 106
6.6.4 Kontrol Kolom 108

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN 115
7.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior 115
7.1.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior EBF Inverted V 115
7.1.2 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior EBF Inverted Y 121
7.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior 127
7.2.1 Sambungan Balok dan Kolom Interior EBF Inverted V 127
7.2.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior EBF Inverted Y 133
7.3 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom 138
7.3.1 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom pada EBF Inverted V 138
7.3.2 Sambungan Link-Balok, Bracing -Link Dan Bracing-Balok-Kolom pada EBF Inverted Y 143
BAB VIII EVALUASI HASIL ANALISA PUSHOVER..... 153
8.1 Analisa Kurva Pushover 153
8.1.1 Kekuatan Struktur 154
8.1.2 Kekakuan Elastik 159
8.1.3 Daktilitas Struktur 160
8.2 Target Perpindahan 161
8.3 Evaluasi Kinerja Struktur 167
8.4 Mekanisme Keruntuhan 168
BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN 177
9.1 Kesimpulan 177
9.2 Saran 178

DAFTAR PUSTAKA 179

LAMPIRAN

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Koefisien Situs, F_a	22
Tabel 3.2	Koefisien Situs, F_v	23
Tabel 3.3	Batasan Nilai Rasio Lebar Terhadap Tebal, λ_p Untuk Elemen Tekan Pada Elemen Balok	29
Tabel 3.4	Batasan Nilai Rasio Lebar Terhadap Tebal, λ_p Untuk Elemen Tekan Pada Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	29
Tabel 3.5	Batasan Bentang Untuk Pengekang Lateral	30
Tabel 3.6	Ketentuan Perencanaan Pengaku Badan Pada Link	35
Tabel 3.7	Batasan Nilai Rasio Lebar Terhadap Tebal, λ_p Untuk Elemen Tekan Pada Elemen Kolom	38
Tabel 4.1	Perencanaan panjang dan kapasitas link horizontal	49
Tabel 4.2	Perencanaan panjang dan kapasitas link vertikal	50
Tabel 4.3	Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted V	55
Tabel 4.4	Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted Y	56
Tabel 6.1	Rasio Partisi Massa EBF Inverted V	71
Tabel 6.2	Rasio Partisi Massa EBF Inverted Y	72
Tabel 6.3	Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted V	73

Tabel 6.4 Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted V 74
Tabel 6.5 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V 75
Tabel 6.6 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V Setelah Pembesaran Skala 76
Tabel 6.7 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y 77
Tabel 6.8 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y Setelah Pembesaran Skala 78
Tabel 6.9 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted V 79
Tabel 6.10 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V 80
Tabel 6.11 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V 81
Tabel 6.12 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V 81
Tabel 6.13 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V 82
Tabel 6.14 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted Y 82
Tabel 6.15 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah X Pada EBF Inverted Y 83
Tabel 6.16 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted Y 84
Tabel 6.17 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y 84

Tabel 6.18 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y 85
Tabel 8.1 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted V 155
Tabel 8.2 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted V 156
Tabel 8.3 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted Y 157
Tabel 8.4 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted Y 158
Tabel 8.5 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 356 162
Tabel 8.6 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 440 166
Tabel 8.7 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut SNI 03 1726-2012 166
Tabel 8.8 Rangkuman Target Perpindahan Struktur EBF Inverted V Dan EBF Inverted V 167

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Konfigurasi *link* pada beberapa sistem portal	3
Gambar 2.1	Konfigurasi portal EBF dengan *link* horisontal	9
Gambar 2.2	Mekanisme terbentuknya sendi plastis pada EBF tipe *inverted* V	10
Gambar 2.3	Mekanisme terjadinya sendi plastis pada EBF *inverted* Y	11
Gambar 2.4	Diagram momen pada rangka dengan vertikal *link*	12
Gambar 2.5	Sudut rotasi *link* pad *inverted* V	13
Gambar 2.6	Sudut rotasi *link* pad *inverted* Y	13
Gambar 3.1	Peta untuk S_S (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=0,2 Detik ; Kelas Situs SB)	21
Gambar 3.2	Peta untuk S_S (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=1 Detik ; Kelas Situs SB)	22
Gambar 3.3	Kurva Respon Spektrum Desain	24
Gambar 3.4	Nilai kc untuk komponen (a) struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang.	39
Gambar 4.1	Denah pembebanan balok anak lantai 1-10	44

Gambar 4.2 Denah pembebanan balok induk lantai 1-10 46
Gambar 4.3 Denah pembebanan kolom lantai 1-10 51
Gambar 6.1 Permodelan Struktur EBF Inverted V 67
Gambar 6.2 Permodelan Struktur EBF Inverted Y 68
Gambar 6.3 Desain respon spektrum wilayah Padang tanah lunak. 71
Gambar 6.4 Link EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000) 86
Gambar 6.5 Bracing EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000) 90
Gambar 6.6 Kolom EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000) 95
Gambar 6.7 Link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0) 100
Gambar 6.8 Bracing EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0) 104
Gambar 6.9 Balok diluar link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0) 106
Gambar 6.10 Kolom EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y=0) 109
Gambar 7.1 Sambungan balok-kolom eksterior EBF Inverted V 115
Gambar 7.2 Detail Las Endplate 1 116
Gambar 7.3 Detail Sambungan Baut Endplate 1 120
Gambar 7.4 Sambungan Balok-Kolom Eksterior EBF Inverted Y 121

Gambar 7.5 Detail Las Endplate 2 122
Gambar 7.6 Detail Sambungan Baut Endplate 2 126
Gambar 7.7 Sambungan Balok-Kolom Interior EBF Inverted V 127
Gambar 7.8 Detail Las Endplate 3 128
Gambar 7.9 Detail Sambungan Baut Endplate 3 132
Gambar 7.10 Sambungan Balok-Kolom Interior EBF Inverted Y 132
Gambar 7.11 Detail Las Endplate 4 134
Gambar 7.12 Detail Sambungan Baut Endplate 4 138
Gambar 7.13 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate Terhadap Balok Dan Kolom Pada EBF Inverted V 139
Gambar 7.14 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate Terhadap Balok Link pada EBF Inverted V 142
Gambar 7.15 Detail Sambungan Bracing-Profil T Terhadap Balok Dan Link Pada EBF Inverted Y 143
Gambar 7.16 Detail Las Endplate 5 144
Gambar 7.17 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate Terhadap Balok Dan Kolom Pada EBF Inverted Y 152
Gambar 8.1 Kurva pushover beban dorong arah x 153
Gambar 8.2 Kurva pushover beban dorong arah y 154
Gambar 8.3 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted V menurut ATC 40 163
Gambar 8.4 Kurva Kapasitas Spektrum arah Y EBF Inverted V menurut ATC 40 164

Gambar 8.5 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted Y menurut ATC 40 164
Gambar 8.6 Kurva Kapasitas Spektrum arah Y EBF Inverted V menurut ATC 40 165
Gambar 8.7 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step 1 169
Gambar 8.8 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step 2 169
Gambar 8.9 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step Akhir 170
Gambar 8.10 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1 170
Gambar 8.11 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2 171
Gambar 8.12 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step Akhir 171
Gambar 8.13 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 1 172
Gambar 8.14 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 2 173
Gambar 8.15 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step Akhir 173
Gambar 8.16 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1 174
Gambar 8.17 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2 174

Gambar 8.18 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step Akhir..... 175

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BIODATA PENULIS

Penulis bernama Rizqi Amalia, dilahirkan di Tulungagung, 14 Juli 1993, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara dari pasangan Nurhadi Saputro dan Winarsih . Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK RA Walisongo Besuki, SDN Tanggul Welahan 2 , MTsN Bandung dan MAN 1 Tulungagung. Setelah lulus dari MAN 1 pada tahun 2011, Penulis mengikuti SNMPTN Undangan dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2011 dan terdaftar dengan NRP 3111100031.

Di Jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil Bidang Studi Struktur. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan kemahasiswaan yang diadakan oleh BELM FTSP ITS pada tahun 2011 dan pernah menjadi Staff Departemen Dikesma HMS ITS pada tahun 2012.

Email : rizqiamalia54@yahoo.com

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sesuai Catatan Direktorat Vulkanologi dan Mitigasi Bencana Geologi (DVMBG) Departemen Energi dan Sumber Daya Mineral menunjukan bahwa ada 28 wilayah di Indonesia yang dinyatakan rawan gempa dan tsunami. Diantaranya NAD, Sumatra Utara, Sumatra Barat, Bengkulu, Lampung, Banten, Jateng dan DIY bagian selatan, Jatim bagian selatan, Bali, NTB dan NTT, kemudian Sulut, Sulteng, Sulsel, Maluku Utara, Maluku Selatan, Biak, Yapen dan Fak-Fak di Papua serta Balikpapan Kaltim. Oleh karena itu pada setiap pembangunan suatu struktur perlu memperhatikan parameter kegempaan. Bangunan tahan gempa yaitu bahwa akibat gempa yang kuat, struktur dapat mengalami kerusakan struktural yang berat tetapi bangunan dirancang untuk tidak runtuh (SNI 03-1726-2003 2003).

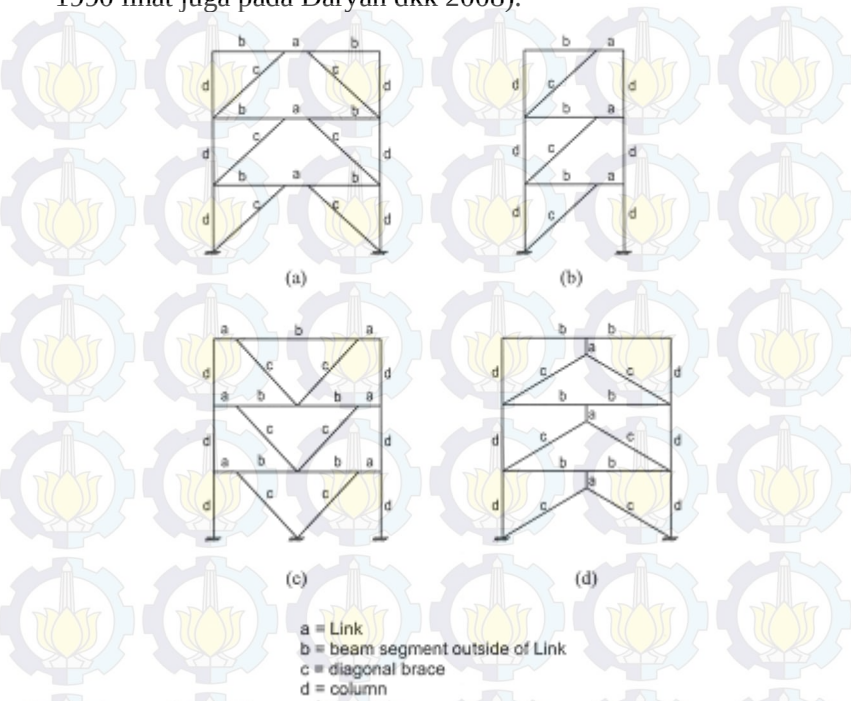
Dari segi material baja memiliki sifat daktilitas yang bagus. Hal tersebut berpengaruh pada ketahanan bangunan yang memakai material baja terhadap gempa, dimana material baja akan mengalami deformasi yang cukup besar sebelum mengalami keruntuhan. Struktur rangka baja penahan gempa ada beberapa macam menurut Engelhardt, 2013, yaitu: Sistem Rangka Pemikul Momen (*Momen Resisting Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*), Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*), Struktur Rangka Berpengaku Tahan Tekuk (*Buckling-Restrained Braced Frames*) dan Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*).

EBF (*Eccentrically Braced Frames*) merupakan sebuah sistem penahan gaya lateral pada bangunan baja yang dapat dianggap sebagai gabungan antara sistem rangka berpengaku momen dan sistem rangka berpengaku sentrik. EBF mempunyai dua kelebihan sekaligus, dimana memiliki kekakuan elastik yang tinggi dan daktilitas yang tinggi pada story drift yang cukup

besar. Sistem ini mendisipasi energi seismik dengan mengatur terjadinya leleh geser, lentur, atau kombinasi keduanya pada sebuah segmen kecil di balok yang disebut *link*. Pada EBF, *link* perlu didesain dan dilakukan pendetailan sehingga memiliki kekuatan dan daktilitas yang memenuhi syarat. Struktur lain selain *link* (segmen balok diluar *link*, *bracing*, kolom dan sambungan) direncanakan secara proporsional sesuai desain dasar kapasitas sehingga elemen elemen tersebut tetap berperilaku elastis selama gempa rencana berlangsung (Popov dan Engelhardt 1988)

Pada umumnya, *link* EBF yang berada di tengah tengah atau di tepi balok (lihat gambar 1.1 a,b dan c) merupakan konfigurasi *link* yang sering dipakai di lapangan. Konfigurasi EBF dengan *link* berada diujung balok sebisa mungkin harus dihindari karena memungkinkan terjadinya kegagalan *brittle* pada kolom. Oleh sebab itulah EBF dengan konfigurasi *link inverted* V lebih sering dipakai (Aziz 2012, Bruneau 1998). Pada beberapa kasus, konstruksi dengan menggunakan *inverted* V dan *link* geser untuk semua lantai tidak mungkin dilaksanakan karena pada beberapa lantai yang memakai sistem *grid* girder harus mampu memikul beban vertikal yang sangat besar sedangkan ketetapan yang ada menuntut balok harus tetap berperilaku elastis bahkan dibawah kondisi gempa besar (Fehling, Pauli dan Bouwkamp 1992 dan Aristizabal 1986 lihat juga pada Daryan dkk 2008). Pada saat terjadinya gempa yang besar, deformasi *link* yang cukup besar harus dapat diterima oleh balok juga. Meskipun demikian, pada penggunaan *link* vertikal (lihat gambar 1.1 d), lokasi deformasi plastis dipindahkan pada lokasi dimana perbaikan pasca gempa lebih mudah dilaksanakan. Oleh sebab itulah pada sistem struktur penahan gempa pemakaian vertikal *link* perlu dipertimbangkan (Perera dkk 2004). Selain itu dengan pemakaian *link* vertikal, seluruh deformasi inelastis diletakkan padan *link* panel, sehingga hal tersebut tidak akan membahayakan elemen utama pada struktur rangka dan perbaikan setelah gempa kuat bisa lebih mudah dilakukan daripada pemakain *link*

horizontal, karena elemen *link* ini bisa diganti (Balendra T dkk 1990 lihat juga pada Daryan dkk 2008).



Gambar 1. 1 Konfigurasi *link* pada beberapa sistem portal (Sumber : AISC 2005)

Sistem EBF dengan *link* vertikal diperkenalkan sebagai tipe pengaku struktur yang baru oleh Seki dkk (1988). Konfigurasi ini disebut sebagai "Y-Shaped Brace". Studi yang dilakukan oleh Seki dkk menyebutkan bahwa sistem ini memiliki kurva histeretik yang sangat stabil dan simetris. Selanjutnya studi mengenai perbandingan perilaku dari *Inverted* Chevron-V brace dan EBF dengan *link* vertikal yang dilakukan oleh Wakabayashi (1989), menunjukan bahwa perilaku Y- EBF lebih layak dan stabil dibandingkan dengan *Inverted* Chevron-V brace. Vetr (1998) melakukan studi experimental pada struktur 3 lantai untuk

memeriksa perilaku seismik pada sistem ini. Hasil yang didapat menunjukan bahwa sistem ini memiliki perilaku struktur yang daktail dan juga dibutuhkan penopang untuk menyediakan sambungan antara *link* dan balok lantai (Shayanfar 2011). Mengacu pada penelitian penelitian sebelumnya, pada tugas akhir ini akan menganalisa mengenai perilaku inelastik pada EBF tipe *inverted* V dan *inverted* Y, yang selanjutnya akan dievaluasi kekuatan, kekakuan dan nilai daktilitas pada kedua kofigurasi tersebut. Hasil dari struktur analisa selanjutnya akan dibandingkan dengan hasil studi yang sudah ada.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Umum

Bagaimana perbandingan perilaku struktur yang mengaplikasikan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y terhadap beban gempa?

1.2.2 Detail Permasalahan

Detail permasalahan yang ditinjau dalam tugas akhir ini ialah:

1. Bagaimana perbandingan kekuatan yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y?

2. Bagaimana perbandingan kekakuan yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y?

3. Bagaimana perbandingan nilai daktilitas yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y?

4. Bagaimana level kinerja struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y akibat beban gempa rencana?

5. Bagaimana mekanisme keruntuhan kedua sistem tersebut?

1.3 Tujuan Penelitian

1.3.1 Tujuan Umum

Mengevaluasi perilaku struktur yang mengaplikasikan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y terhadap beban gempa

1.3.2 Detail Tujuan

Detail permasalahan yang ditinjau dalam tugas akhir ini ialah:

1. Menganalisis perbandingan kekuatan yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

2. Menganalisis perbandingan kekakua yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

3. Menganalisis perbandingan nilai daktilitas yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

4. Menentukan level kinerja struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y akibat beban gempa rencana.

5. Menentukan mekanisme keruntuhan pada sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

1.4 Batasan Masalah

1. Pemodelan hanya menggunakan tipe *link* geser

2. Perencanaan gedung hanya dibatasi 10 lantai simetris dengan dimensi 24m x 24m
3. Hanya melakukan pemodelan struktur atas (tidak termasuk struktur bawah : pondasi)
4. Tidak memperhitungkan aspek biaya.
5. Hanya merencanakan elemen balok anak, link, balok, kolom, bracing dan pengaku.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat yang diperoleh dari pengerjaan tugas akhir ini adalah :

1. Memahami perilaku *link* secara lebih detail pada SRBE dengan tipe yang berbeda.
2. Kesimpulan penelitian dapat digunakan sebagai acuan dasar untuk studi lebih lanjut mengenai pemakaian tipe SRBE pada struktur yang ada di indonesia dengan memperhatikan keefektifan *link* yang dipilih.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

Tujuan desain bangunan tahan gempa ialah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan 3 kriteria standar sebagai berikut :

- Tidak terjadinya kerusakan sama sekali pada gempa kecil.
- Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural.
- Diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural pada gempa kuat, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Untuk memperoleh perilaku daktail pada sebuah struktur konsep yang harus diperhatikan ialah (Engelhardt 2013) :

- Terlebih dahulu harus ditentukan elemen pada rangka atau sekering yang akan mengalami leleh terlebih dahulu pada saat terjadi gempa.
- Detail elemen atau sekering tersebut harus dicermati sehingga mampu menerima deformasi inelastik yang besar sebelum terjadinya kegagalan atau ketidakstabilan pada struktur.
- Desain seluruh elemen lain selain sekering harus lebih kuat dibandingkan elemen sekering, desain seluruh elemen tersebut berdasarkan kapasitas plastis elemen sekering.

Secara garis besar sistem struktur baja penahan gempa ada 5 menurut Engelhardt (2013), diantaranya: Sistem Rangka Pemikul Momen (*Momen Resisting Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*), Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*), Struktur Rangka Berpengaku Tahan Tekuk (*Buckling-Restrained Braced Frames*) dan Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*).

2.2 Konsep Eccentrically Brace Frame (Engelhardt dan Popov 1986)

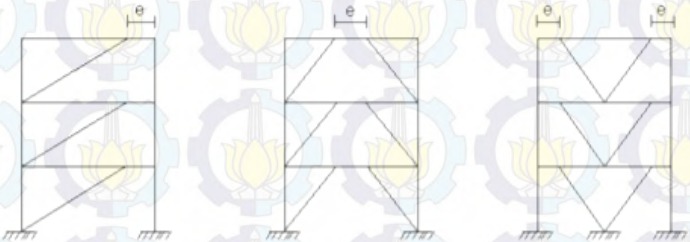
Eccentrically Braced Frames (EBF) atau Sistem Rangka Berpengaku Eksentris merupakan penggabungan dari 2 sistem portal konvensional, yaitu MRF dan CBF. EBF menggabungkan kelebihan dari tiap jenis sistem tersebut dengan meminimalisasi kekurangannya. EBF memiliki kekakuan elastik yang tinggi, daktilitas yang sempurna, respon yang stabil pada beban siklik lateral dan mempunyai kapasitas disipasi energi yang besar. Gambar 1.1 menunjukan susunan EBF yang umumnya sering dipakai. Yang menjadi ciri utama dari EBF ialah setidaknya ada 1 dari ujung tiap bracing yang terhubung balok sehingga gaya pada bracing disalurkan ke bracing lain atau ke kolom melalui geser dan momen pada segmen terpisah pada balok yang disebut *link beam*. Panjang *link* sangat berpengaruh pada sistem kekakuan dan daktilitas *frame*.

Pada perencanaan sistem struktur EBF untuk mencapai tingkat daktilitas yang tinggi dipengaruhi oleh dua faktor. Pertama aktifitas inelastik dibawah beban siklik dibatasi hanya terjadi pada elemen *link*, dimana elemen *link* didesain untuk dapat mengalami deformasi inelastik yang besar tanpa kehilangan kekuatan saat terjadi beban lateral (gempa). Yang kedua bracing didesain untuk tidak mengalami *buckle* meskipun terjadi beban lateral yang ekstrem pada portal atau bisa dikatakan tetap berperilaku elastis. Pada struktur EBF ini elemen elemen struktur diluar *link* (balok, kolom, *bracing* dan sambungan) didesain berdasarkan kapasitas *link*. Dengan membuat elemen *link* lebih lemah dari elemen elemen struktur lainya, maka kehancuran daktail pada elemen *link* bisa dipenuhi dan kegagalan *buckle* pada elemen diluar *link* bisa dihindari.

2.3 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe *Inverted* V Dan *Inverted* Y

2.3.1 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe *Inverted* V

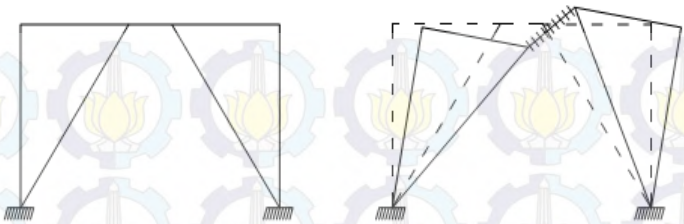
Dari tiga konfigurasi EBF yang sering dipakai antara lain D-EBF, V-EBF dan *Inverted* V. Konfigurasi EBF dengan *link* berada ditepi balok harus dihindari karena momen sambungan balok-kolom mengakibatkan rawannya kegagalan *brittle* pada lokasi tersebut. Jenis EBF dengan konfigurasi *Inverted* V merupakan konfigurasi yang terbaik karena momen terbesar yang menjadikan sendi plastis tidak terjadi didekat kolom, melainkan berada diujung-ujung *link beam* diantara dua join *bracing*. Sendi plastis yang terjadi pada balok menyebabkan mekanisme keruntuhan pada balok. Sedangkan sendi plastis yang terjadi pada kolom menyebabkan mekanisme keruntuhan kolom yang berarti terjadinya keruntuhan bangunan (*collapse*). Oleh karena itu struktur model *Inverted* V akan lebih menguntungkan karena sendi plastis yang terjadi tidak menyebabkan keruntuhan pada bangunan (Aziz 2012 dan Bruneau 1998). Mekanisme terjadinya sendi plastis ditunjukan pada gambar 2.2.



Gambar 2. 1 Konfigurasi portal EBF dengan *link* horisontal

Ketentuan mengenai karakteristik panjang *link* (e) pada EBF dengan *link* horisontal ialah sebagai berikut (AISC, 2005) :

- *link* geser murni : $e \leq 1.6\ M_p/V_p$ (2.1)
- *link* dominan geser : $1.6\ M_p/V_p < e \leq 2.6\ M_p/V_p$ (2.2)
- *link* dominan lentur : $2.6\ M_p/V_p < e \leq 5.0\ M_p/V_p$ (2.3)
- *link* lentur murni : $e \geq 5.0\ M_p/V_p$ (2.4)



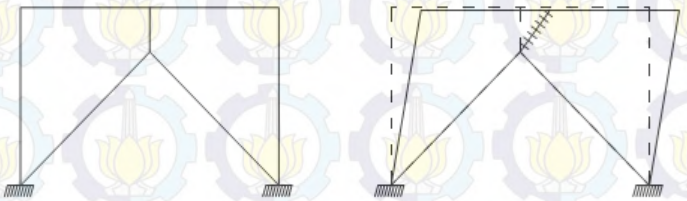
Gambar 2. 2 Mekanisme terbentuknya sendi plastis pada EBF tipe *inverted* V

2.3.2 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe *Inverted* Y

Sistem EBF dengan *link* vertikal diperkenalkan sebagai tipe pengaku struktur yang baru oleh Seki dkk (1988). Konfigurasi ini disebut sebagai "Y-Shaped Brace". Studi yang dilakukan oleh Seki dkk menyebutkan bahwa sistem ini memiliki kurva histeretik yang sangat stabil dan simetris. Selanjutnya studi mengenai perbandingan perilaku dari *inverted chevron*-V *brace* dan EBF dengan *link* vertikal yang dilakukan oleh Wakabayashi (1989), menunjukan bahwa perilaku Y-EBF lebih layak dan stabil dibandingkan dengan *inverted* chevron-V. Vetr dkk (1998) melakukan studi experimental pada struktur 3 lantai untuk memeriksa perilaku seismik pada sistem ini. Hasil yang didapat menunjukan bahwa sistem ini memiliki perilaku struktur yang daktail dan juga dibutuhkan penopang untuk menyediakan sambungan antara *link* dan balok lantai. Berdasarkan studi teoritis, Fehling dkk (1992) menegaskan bahwa ketidakstabilan muncul pada vertikal *link* akibat besarnya deformasi atau ketiadaan penahan lateral yang cukup kuat pada *link*. Hasil dari studi mereka juga menunjukan bahwa sistem ini memiliki daktilitas dan efisiensi yang cukup besar. Mekanisme terjadinya sendi plastis pada tipe EBF ini ditunjukan pada gambar 2.3. Kelebihan lain sistem EBF dengan *link* horizontal dibanding *link* horizontal ialah sebagai berikut:

- Mengalihkan lokasi deformasi diluar balok lantai dan mendisipasi energi akibat gempa hanya pada *link* vertikal.

- Desain vertikal *link* hanya dipengaruhi oleh beban lateral saja, karena dengan konfigurasi Y-EBF beban gravitasi yang disalurkan ke *link* vertikal dianggap sebagai beban yang kurang berpengaruh.
- Kepraktisan dalam penggantian *link* vertikal setelah terjadi gempa kuat, karena elemen *link* berdeformasi diluar sistem struktur utama (balok dan kolom).
- Penggunaan konfigurasi ini untuk perbaikan bangunan akibat gempa dianggap cukup hemat karena membutuhkan biaya yang cukup rendah dan mudah dalam pengerjaannya.



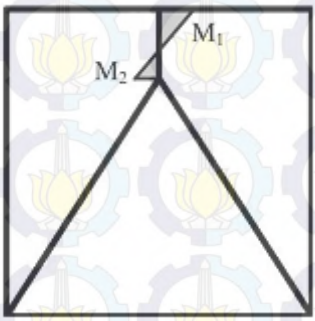
Gambar 2. 3 Mekanisme terjadinya sendi plastis pada EBF *inverted* Y

Menurut Shayanfar dkk (2011) dan Jouybray dkk (2012) karakteristik paling penting pada sistem EBF dengan *link* vertikal ini adalah ketidaksamaan nilai momen pada masing masing ujung *link*, hal ini diakibatkan oleh ketidaksamaan kekakuan dari balok lantai dan elemen bracing, sesuai ditunjukan pada gambar 2.5. Berdasarkan fakta tersebut dan dengan memperhatikan efek strain hardening yang juga terjadi secara umum pada *link* horisontal, panjang vertikal *link* geser bisa dirumuskan sebagai berikut :

$$e \leq \frac{1.2Mp(1+K)}{1.5\,Vp} = \frac{0.8Mp(1+K)}{Vp} \qquad (2.5)$$

dimana :

$$K=\frac{M_2}{M_1} \quad (2.6)$$



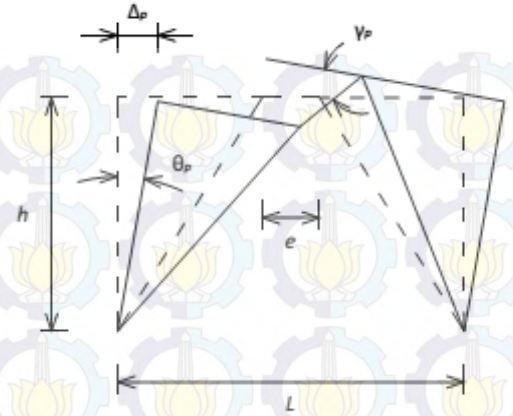
Gambar 2.4 Diagram momen pada rangka dengan vertikal *link*

2.4 Sudut Rotasi *Link Beam*

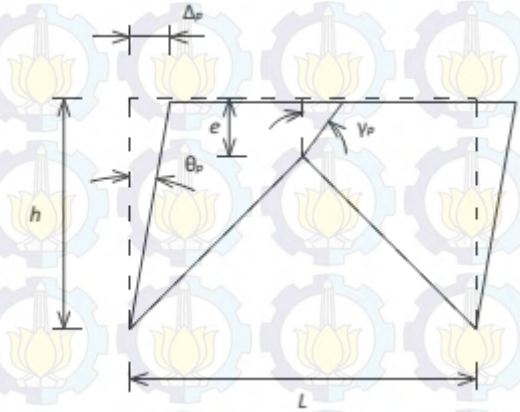
Rotasi *link* merupakan cara utama dalam disipasi energi pada EBF. Pada sebagian pelelehan *link* akibat geser atau lentur, terbentuknya sendi plastis mengijinkan terjadinya rotasi *link* dan deformasi rangka. Untuk beberapa alasan, badan *link* harus didesain cukup kaku untuk mencegah terjadinya kegagalan *buckling premature* yang mengakibatkan kehilangan kapasitas kekuatan dan kemampuan secara tiba tiba (Popov dan Engelhardt 1986).

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, ΔM. Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

1. 0,08 radian untuk e $\leq 1{,}6M_p/V_p$;
2. 0,02 radian untuk e $\geq 2{,}6M_p/V_p$;
3. Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.



Gambar 2.5 Sudut rotasi *link* pad *inverted* V



Gambar 2.6 Sudut rotasi *link* pad *inverted* Y

2.5 Jurnal Terkait

Sebelumnya telah ada beberapa studi mengenai perkembangan sistem EBF dengan menggunakan tipe inverted V dan inverted Y, diantaranya sebagai berikut:

1) Penggunaan link-geser-vertikal pada sistem EBF oleh E. Fehling, W. pauli dan J.G. Bouwkamp pada 1992. Kesimpulan pada studi tersebut ialah :

a. Perlu dicatat bahwa, meskipun pemodelan pada jurnal ini mengabaikan strain hardening yang terjadi pada sayap, pada kenyataanya strain hardening diduga bisa terjadi pada lokasi tersebut. Hal tersebut bisa jadi meningkatkan batas ketidakstabilan lateral. Meskipun demikian, hal itu pada umumnya tidak praktis untuk menggunakan asumsi tersebut.

b. Sehubungan dengan kenyataan bahwa investigasi ini hanya melingkupi vertikal link tunggal dan mungkin akan kurang sesuai untuk bentuk lain, disarankan untuk menggunakan pengaku pada arah lateral sepanjang link vertikal tersebut untuk mencegah kegagalan stabilitas.

c. Untuk desain pengaku lateral elemen link disarankan untuk menggunakan 1/50 dari gaya geser untuk menstabilkan gaya pada arah tranversal

d. Berdasarkan kemiringan sudut 1/150 pada link, perlu ada perhitungan tambahan dengan memberikan gaya stabilitas lateral pada kisaran 1/75 – 1/100 dari gaya geser link yang terjadi. Oleh sebab itu, 1/50 dianggap sebagai asumsi konservatif ketika mengecek elemen disekitar link.

e. Karena pengecekan ketidakstabilan lokal dari link itu sendiri tidak cukup untuk dasar mengevaluasi stabilitas keseluruhan, pengecekan keutuhan sistem terdiri dari balok, link dan bracing sangat diperlukan. Selama elemen link diperkaku dengan cukup pada arah lateral, pemodelan linear-elastic second-order akan cukup untuk memeriksa kestabilan keseluruhan dari sistem bracing termasuk link.

2) Pengaruh link pada EBF oleh M.A. Musmar pada 2012, dengan kesimpulan :

a. Sistem EBF dengan link geser lebih satbil dan menunjukan nilai daktilitas yang lebih bagus dibandingkan EBF dengan link panjang, karena gaya geser tidah berubah-ubah sepanjang elemen link dan pelelehan badan terjadi pada sepanjang badan link.

b. Semua sistem EBF yang dipakai pada studi ini, link terpendek atau link geser menunjukan kekakua yang lebih bagus dibandingkan link lentur, perilaku ini dianggap menguntungkan untuk kontrol drift.

c. Semua sistem EBF hampir memiliki perilaku yang sama, link-geser-vertikal pada Eccentrically K braced frames mempunyai keunggulan tersendiri, link vertikal tersebut dapat diganti ulang dengan kerugian relatif kecil terhadap perubahan lateral yang mungkin terjadi.

3) Evaluasi perbandingan perilaku seismik link-geser-vertikal dan horisontal bermaterial Easy-Going steel dan baja profil oleh Yaser Mozafray J dkk dkk pada 2012 Kesimpulanya sebagai berikut :

a. Perpindahan lateral pada EBF dengan link bermaterial EGS menjadi lebih kecil dibandingkan dengan EBF bermaterial ST37

b. Perpindahan lateral EBF dengan link vertikal lebih besar dibandingkan EBF dengan link horisontal.

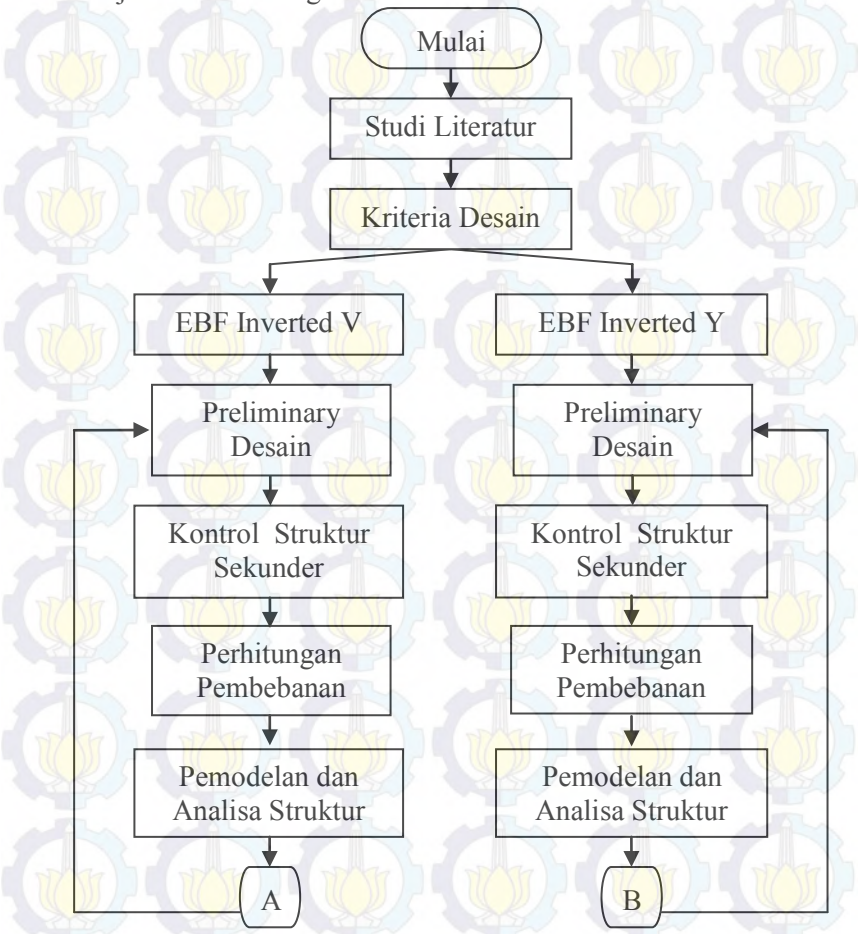
c. Gaya geser dasar yang ditimbulkan oleh EBF dengan link vertikal lebih kecil dibandingkan EBF dengan link horisontal. Tetapi perpindahan dan disipasi energi yang terjadi meningkat.

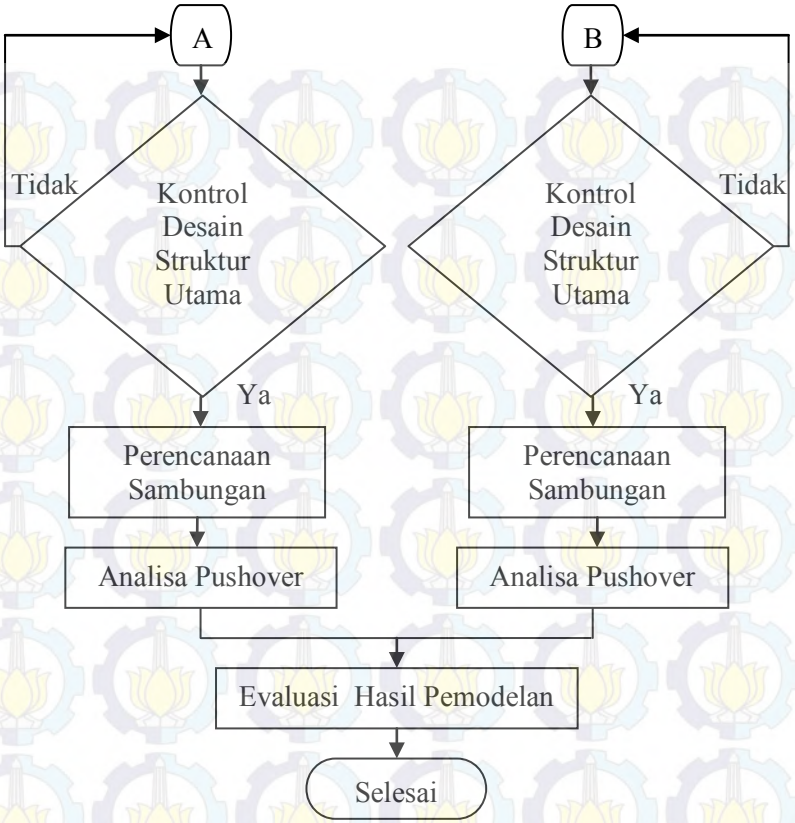
“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB III
METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Dalam penyelesaian tugas akhir ini langkah langkah yang dikerjakan ialah sebagai berikut :





3.2 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Dari diagram alir diatas dapat dijelaskan metodologi yang dipakai dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

3.2.1 Studi Literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan topik tugas akhir mengenai tata cara perencanaan bangunan struktur baja dengan sistem rangka berpengaku eksentris. Literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

a. Departemen Pekerjaan Umum, SNI 03-1726-2012, “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung”.
b. Departemen Pekerjaan Umum, SNI 03-1729-2002, “Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung”.
c. Departemen Pekerjaan Umum, SKBI-1.3.53.1987, ”Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung”.

3.2.2 Kriteria Desain

Bangunan yang dikaji adalah berupa sistem portal dengan pengaku eksentrik. Portal EBF dikenakan 2 jenis beban yaitu beban gravitasi dan beban lateral yang disebutkan pada subbab 3.2.5. Kriteria desain bangunan yang akan ditinjau sebagai berikut:

a. Variabel desain : EBF tipe Inverted-V
EBF tipe Inverted-Y
b. Material : Baja dan beton (untuk plat lantai)
c. Mutu baja : BJ 41
d. Mutu beton : 30 MPa
e. Jumlah lantai : 10 (tipikal)
f. Tinggi tiap lantai : 4 m
g. Tinggi gedung : 40 m
h. Jumlah baris : 4
i. Lebar antar baris : 6 m
j. Luasan gedung : 24 m x 24 m
k. Fungsi bangunan : Perkantoran
l. Lokasi : Padang
m. Jenis tanah : Tanah lunak
n. Gambar gedung terlampir

3.2.3 Preliminary Desain

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur serta merencanakan dimensil profil yang akan digunakan. Pada tahap ini, penentuan dimensi struktur dilakukan secara sistematis

ataupun dapat dilakukan dengan coba coba. Kemampuan dari profil yang telah dipilih akan dicek lagi setelah proses analisa, dengan syarat rasio beban ultimate terhadap kekuatan bahan kurang dari 1. Elemen yang direncanakan ialah :

- Balok anak
- Link
- Balok induk
- *Bracing* (pengaku)
- Kolom

3.2.4 Kontrol Struktur Sekunder

Melakukan perhitungan beban dan gaya dalam yang diterima oleh elemen sekunder (balok anak) berupa beban hidup dan beban mati yang mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987. Kemudian mengontrol dimensi profil yang telah direncanakan sebelumnya terhadap gaya dalam yang terjadi pada elemen tersebut. Mengevaluasi kekuatan penampang terhadap gaya dalam yang terjadi sesuai dengan subbab 3.2.6.

3.2.5 Perhitungan Pembebanan Dan Kombinasi Pembebanan

Melakukan perhitungan beban struktur berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987 dan SNI 03-1726-2012, jenis beban yang diasumsikan ialah sebagai berikut :

a. Beban mati

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

- Berat jenis beton bertulang : 2400 kg/m^3
- Berat sendiri profil

b. Beban hidup

Nilai beban hidup tergantung pada fungsi bangunan. Pada tugas akhir ini direncanakan bangunan perkantoran, dengan :

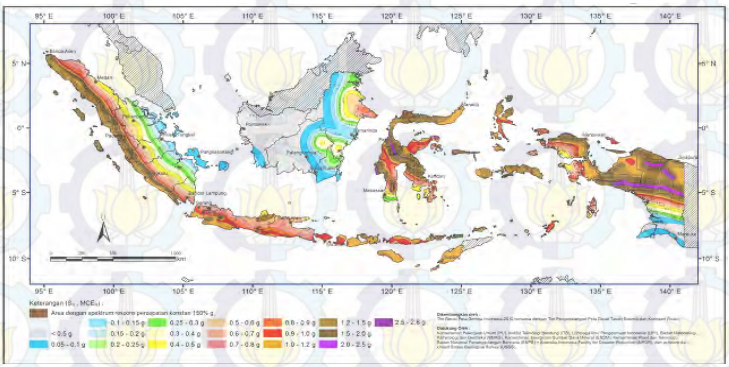
- beban hidup pada lantai (gudang) : 250 kg/m^3
- beban hidup pada atap : 100 kg/m^3.

c. Beban gempa

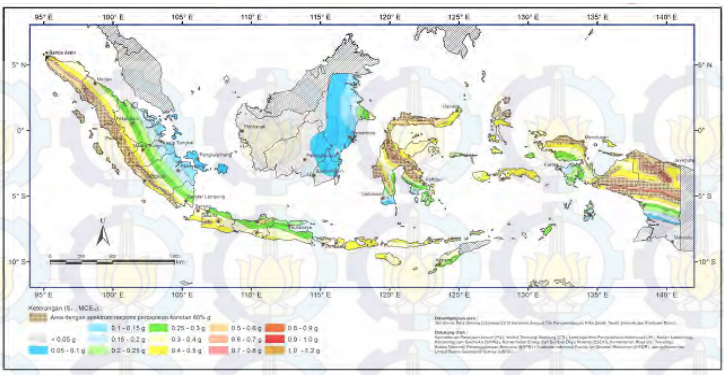
Sesuai dengan standar SNI-03-1726-2012, Grafik respon spektrum pada SNI-03-1726-2012 tidak disediakan, melainkan harus dirancang sendiri menggunakan parameter-parameter percepata yang dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur yang akan dibangun. Berikut ini adalah langkah-langkah membuat respon spektrum disain:

1. Menentukan nilai S_s

Nilai S_s dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dengan periode T = 0.2 detik (gambar 3.1) dan S_1 dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dengan periode T = 1 detik (gambar 3.2)



Gambar 3. 1 Peta untuk S_S (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=0,2 Detik ; Kelas Situs SB *(Sumber : SNI 03-1726-2012)*



Gambar 3. 2 Peta untuk S_1 (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=1 Detik ; Kelas Situs SB *(Sumber : SNI 03-1726-2012)*

2. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs.

Terlebih dahulu ditentukan terlebih dahulu jenis tanah pada wilayah tersebut, selanjutnya dengan nilai S_s dan S_s, ditentukan nilai koefisien situs F_a dan F_v dari tabel 3.1 dan tabel 3.2.

Tabel 3.1 Koefisien Situs, F_a (Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCEr terpetakan pada perioda pendek T=0.2 detik, *Ss*				
	Ss ≤ 0.25	*Ss* = 0.5	*Ss* = 0.75	*Ss* = 1	*Ss* ≥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				

Tabel 3.2 Koefisien Situs, F_v (Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCEr terpetakan pada perioda pendek T=1detik, S1				
	S1 ≤ 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	S1 ≥ 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				

3. Menghitung S_{MS} dan S_{M1}

S_{MS} dan S_{M1} (parameter spektrum respon percepatan pada perioda pendek dan perioda 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh koefisien situs terhadap nilai S_S dan S_1. Perhitungan ditentukan dari perumusan berikut:

$S_{MS} = F_a \, . \, S_S$ (3.1)

$S_{M1} = F_v \, . \, S_1$ (3.2)

4. Menghitung parameter percepatan spektral disain

Parameter percepatan spektral disain untuk perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1 detik, S_{D1}, dithitung melalui perumusan sebagai berikut :

$S_{DS} = 2/3 \; S_{MS}$ (3.3)

$S_{D1} = 2/3 \; S_{M1}$ (3.4)

5. Membuat spektrum respon desain

Kurva spektrum respon desain dikembangkan dari perhitungan sebelumnya dengan mengacu gambar 3.3 dengan ketentuan :

Untuk $T < T_0$, S_a, dihitung melalui perumusan:

$$S_a = S_{Ds}\left(0.4 + 0.6\,\frac{T}{T_0}\right) \quad (3.5)$$

Untuk $T_0 \leq T \leq T_S$

$$S_a = S_{Ds} \quad (3.6)$$

Untuk T > T_S

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.7)$$

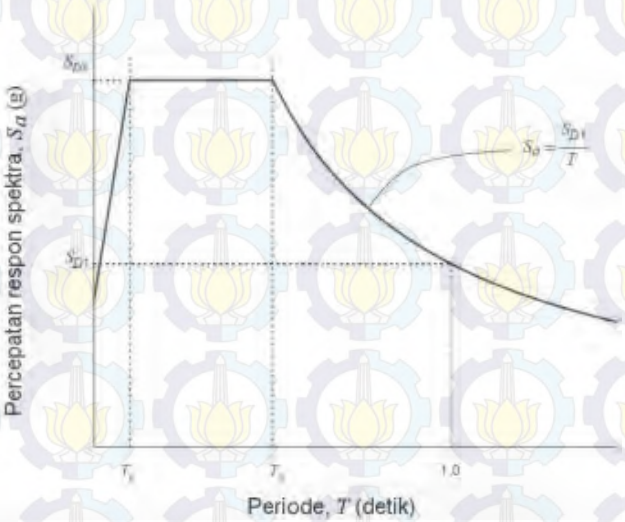
Dimana :

$$T_0 = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.9)$$

Keterangan :

T = periode getar fundamental struktur



Gambar 3.3 Kurva respon spektrum desain
(sumber : SNI 03-1726-2012)

Setelah kurva spektrum respon desain ditentukan, selanjutnya ditentukan gaya geser dasar seismik dan beban lateral gempa sesuai dengan pasal 7.8 SNI 03-1726-2012.

Gaya geser dasar seismik, V, ditentukan dengan persamaan berikut :

$V = C_S \, . \, W$ (3.10)

Keterangan :

C_S = koefisien respon seismik

W = berat struktur

Koefisien respon seismik, C_S, harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Cs = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.11)$$

Nilai C_S yang dihitung sesuai dengan (SNI-03 1726-2012 pasal 7.8.1.1) tidak perlu melebihi berikut :

$$Cs = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.12)$$

Selain persyaratan diatas nilai *Cs* harus tidak kurang dari :

$$Cs = 0.044 \, S_{DS} \, I_e \geq 0.01 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0.6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$Cs = \frac{0{,}5 \, . S_1}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spektral disain untuk perioda pendek

S_{D1} = parameter percepatan spektral disain untuk perioda 1 detik

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa maksimum

R = faktor modifikasi respon

I_e = faktor keutamaan hunian

T = perioda struktur dasar

Gaya gempa lateral (Fx) dalam kN yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{VX} \, V \quad (3.15)$$

Dimana :

$$C_{VX} = \frac{W_X h_X^K}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^k} \quad (3.16)$$

Keterangan :

C_{VX} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

W_i dan W_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat iatau x, dinyatakan dalam meter (m)

K = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Gaya tingkat desain gampa disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=1}^{n} F_i \quad (3.17)$$

Keterangan:

Fi = bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di Tingkat i

d. Kombinasi pembebanan

Perencanaan pembebanan pada tugas akhir ini disesuaikan dengan SNI 03-1729-2002. Berdasarkan beban-beban tersebut di atas maka struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan terfaktor SNI 03-1729-2002 di bawah ini :

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau H)
- 1,2$D \pm$ 1,0$E + L$
- 0,9D $\pm$ 1,0E
- 1,2$D + \gamma L\ L \pm \Omega_0\ E_h$
- 0,9$D \pm \Omega_0\ E_h$

Keterangan :

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

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain.

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

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

E :beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03-1726-2012, atau penggantinya dengan, $\gamma L = 0{,}5$ bila $L < 5$kPa, dan $\gamma L = 1$ bila $L > 5$kPa.
Dengan $\gamma L = 0{,}5$ bila $L<5$ kPa dan $\gamma L = 1$ bila $L \geq 5$ kPa.

D : pengaruh beban mati yang disebabkan oleh berat komponen struktur dan beban tetap pada struktur.

L : pengaruh beban hidup akibat pengguna gedung dan peralatan bergerak

E_h : pengaruh dari komponen horizontal beban gempa.

Ω_0 : faktor kuat cadang struktur.

Pengaruh orthogonalitas beban gempa, yaitu pengaruh pembebanan gempa pada dua arah yang saling tegak lurus, harus dipehitungkan dalam perencanaan struktur bangunan. Pengaruh orthogonalitas tidak perlu ditinjau bila dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa digunakan $\Omega_0 E_h$.

3.2.6 Pemodelan dan Analisa Struktur

Melakukan pemodelan struktur menggunakan SAP 2000 yang direncanakan sebagai ruang 3 dimensi dengan pemberian beban gempa menggunakan metode pendekatan gempa respon spektrum. Elemen elemen struktur yang dimodelkan adalah balok anak, balok utama, bresing dan kolom. Kombinasi pembebanan yang diinput sesuai dengan subbab 3.2.5. Dari pemodelan dan

hasil analisa struktur ini didapat nilai gaya dalam pada tiap elemen.

3.2.7 Kontrol Desain Struktur Utama

Melakukan kontrol kemampuan penampang elemen struktur utama terhadap gaya dalam yang diperoleh dari analisa struktur sebelumnya. Kontrol kemampuan elemen struktur baja dihitung berdasarkan SNI 03-1729-2002 berdasarkan gaya dalam yang diterima, perhitungannya sebagai berikut:

a. Kontrol kemampuan elemen balok

Elemen yang menerima beban lentur murni berfaktor, M_u, harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi rumusan berikut:

$$M_u \leq \emptyset . M_n \quad (3.27)$$

Keterangan :

$\emptyset$: faktor reduksi kekuatan = 0.9

M_n : kuat lentur nominal

Untuk segmen balok diluar link harus memenuhi ketentuan:

1) Kuat perlu segmen balok diluar link harus dihitung berdasarkan gaya yang ditimbulkan oleh : $1.1\, R_y V_n$ (3.28)

2) Bila diperlukan, untuk kestabilan balok diluar link harus direncanakan dengan menggunakan pengekang lateral. Kuat perlu pengekang lateral harus lebih besar dari : $\frac{2}{100} . F_y b_f t_f$ (3.29)

Kontrol yang perlu diperhatikan dalam perencanaan balok:

- Kontrol tekuk lokal (*local buckling*)

Batasan telah disebutkan pada tabel 3.3 dan untuk struktur baja tahan gempa pada tabel 3.4 dengan menyesuaikan keterangan elemen yang sesuai.

✓ Penampang kompak :

$\lambda \leq \lambda_p$ maka $M_n = M_p$ (3.30)

✓ Penampang tidak kompak :

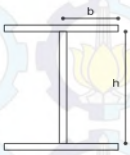
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda r$ maka $M_n = M_p - (M_P - M_r) \frac{\lambda - \lambda_P}{\lambda_r - \lambda_P}$ (3.31)

✓ Penampang langsing : :

$\lambda > \lambda_r$ maka $M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$ (3.32)

λ untuk penampang langsing hanya untuk elemen sayap, untuk elemen badan $\frac{h}{t} > \lambda_R$ termasuk balok dinding penuh.

Tabel 3.3 Batasan nilai rasio lebar terhadap tebal, λ_P untuk elemen tekan pada elemen balok (Sumber : SNI 03-1729-2002)

Jenis elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal (λ_p)
	$\frac{b}{2t_f}$	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$
	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{1680}{\sqrt{f_y}}$

Tabel 3.4 Batasan nilai rasio lebar terhadap tebal, λ_P untuk elemen tekan pada perencanaan struktur baja tahan gempa (Sumber : SNI 03-1729-2002)

Keterangan elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal (λ_p)
Sayap-sayap profil I, profil hibrida atau profil tersusun dan profil kanal	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{135}{\sqrt{f_y}}$

dalam lentur		
Pelat-pelat badan pada kombinasi lentur dan aksial tekan	$\frac{h}{t_w}$	Bila $\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} \leq 0.125$ $\frac{1365}{\sqrt{f_y}}\left[1 - 1.54\frac{N_u}{\emptyset_b N_y}\right]$ Bila $\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} > 0.125$ $\frac{500}{\sqrt{f_y}}\left[2.33 - \frac{N_u}{\emptyset_b N_y}\right] \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$

- Kontrol tekuk lateral (*lateral buckling*)

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengaku lateral yang berdekatan, L. Batas-batas bentang pengekang lateral ditentukan dalam tabel berikut :

Tabel 3.5 Batasan bentang untuk pengekang lateral
(Sumber : SNI 03-1729-2002)

Profil	L_p	L_r
I WF	$1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$r_y \left[\frac{X_1}{f_L}\right]\sqrt{1+\sqrt{1+X_2 f_L^2}}$ $f_L = f_y - f_R$ $X_1 = \frac{\pi}{S}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4\left(\frac{S}{GJ}\right)^2 \frac{I_w}{I_y}$

✓ Kondisi plastis sempurna ($L_b \leq L_p$)

$$M_n = M_p = Z_x \,.f_y \leq 1.5\, M_n = M_y \qquad (3.33)$$

✓ Kondisi tekuk lateral inelastik ($L_p < L_b < L_r$)

$$M_n = C_B \left[M_P - (M_P - M_r)\left(\frac{L_b - L_P}{L_P - L_r}\right)\right] \leq M_P \quad (3.34)$$

Dimana :

C_B : faktor pengali momen lentur nominal

$$C_B = \frac{12.5\, M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\, M_{1/4L} + 4\, M_{1/2L} + M_{3/4L}} \quad (3.35)$$

Keterangan :

Mmax : momen maksimum dari bentang yang ditinjau

$M_{1/4L}$: momen pada ¼ bentang yang ditinjau

$M_{1/2L}$: momen pada ½ bentang yang ditinjau

$M_{3/4L}$: momen pada ¾ bentang yang ditinjau

✓ Kondisi tekuk lateral elastik ($L_b \geq L_p$)

$$M_n = M_{CR} = C_B \frac{\pi}{L} \sqrt{E\, I_y\, G\, J + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_Y I_W} \leq M_P \quad (3.36)$$

- Kontrol kegagalan geser

Selain kegagalan tekuk lokal dan tekuk lateral perlu juga diperhatikan kegagalan geser pada balok. Pelat badan yang memikul gaya geser perlu, V_u, harus memenuhi :

$$V_u \leq \emptyset . V_n \quad (3.37)$$

Keterangan :

$\emptyset$: faktor reduksi kekuatan = 0.9

V_n : kuat geser nominal, dianggap disumbangkan hanya oleh pelat badan.

Kuat geser nominal, V_n, ditentukan oleh kondisi batas leleh atau tekuk pada pelat badan.

✓ Leleh pada pelat badan (plastik sempurna):

$$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (3.38)$$

Dengan :

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.39)$$

Maka nilai kuat geser nominal pelat bada diperhitungkan sebagai berikut :

$V_n = 0.6\ f_{yw}\ A_w$ (3.40)

Keterangan :

a : jarak antar pelat pengaku lateral penampang

f_{yw} : tegangan leleh pelat badan

A_w : luas bruto pelat badan

✓ Tekuk inelastik pada pelat badan:

$$1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} < \frac{h}{t_W} < 1.37\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (3.41)$$

Maka kuat geser nominal plat badan dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0.6\, f_{yw}\, A_w \left[1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}\right]\frac{t_w}{h} \quad (3.42)$$

✓ Tekuk elastik pada pelat badan :

$$\frac{h}{t_W} \geq 1.37\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (3.43)$$

Maka kuat geser nominal plat badan dihitung sebagai berikut :

$$V_n = \frac{0.9\ E\ k_n\ A_W}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (3.44)$$

b. Kontrol kemampuan elemen link

Kontrol yang perlu diperhatikan dalam perencanaan link:

- Batasan tegangan leleh pada link

Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada Link tidak boleh melebihi 350 MPa.

- Batasan rasio lebar terhadap tebal untuk elemen tekan

Batasan ketentuan rasio lebar terhadap tebal untuk elemen link mengacu pada tabel 3.4.

- Kuat geser rencana link

Kuat geser rencana Link, φV_n, harus lebih besar daripada kuat geser perlu V_u, dengan:

V_n = kuat geser nominal Link, diambil yang terkecil dari V_p atau $\frac{2M_p}{e}$

Dimana:

$V_p = 0.6\ F_y\ (d\text{-}2t_f)\ t_w$ (3.45)

φ = 0,9

e adalah panjang Link.

- Kontrol link terhadap gaya aksial

✓ Apabila beban aksial terfaktor pada Link, N_u, tidak melebihi 0.15 N_y, dengan $N_y = A_g\ F_y$, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana Link tidak perlu diperhitungkan.

✓ Apabila beban terfaktor pada Link, N_u, melebihi 0.15 N_y, ketentuan tambahan berikut ini harus dipenuhi:

1) Kuat geser rencana Link harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari $ØV_{pa}$ *atau* $2Ø\frac{M_{pa}}{e}$, dengan:

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1-\left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2} \quad (3.46)$$

$$M_{pa} = 1.18M_p\left[1-\left(\frac{N_u}{N_y}\right)\right] \quad (3.47)$$

Ø = 0.9

2) Panjang Link tidak boleh melebihi:

$$\left[1.15-0.5\rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right)\right]1.6\ \frac{M_p}{V_p} \quad \text{untuk } \rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0.3 \quad (3.48)$$

$$1.6\ \frac{M_p}{V_p} \quad \text{untuk } \rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0.3 \quad (3.49)$$

Dengan

$$\rho' = \frac{N_u}{V_u} \quad (3.50)$$

- Kontrol sudut rotasi link

Sudut rotasi link dihitung berdasarkan defleksi lateral yang terjadi sesuai dengan geometri rangka EBF yang digunakan, sudut rotasi link untuk EBF yang menggunakan link tunggal pada tiap tingkatnya dihitung dengan rumus:

1. Untuk link horizontal:

$$\gamma_p = \frac{L\ .\Delta_M}{e\ .h} \quad (3.51)$$

Dimana:
γ_p = sudut rotasi link (radian)
L = lebar bentang (m)
h = tinggi tingkat (m)
e = panjang link (m)
Δ_M = simpangan inelastik maksimum antar lantai (mm)
Dengan batasan sudut rotasi link sebesar:
1) 0.08 radian untuk $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$
2) 0.02 radian untuk $e \leq \frac{2.6M_p}{V_p}$
3) Nilai sudut rotasi link ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

2. Untuk link vertikal :

Dihitung berdasarkan rumus empiris.

$$\gamma_p = \arctan\frac{\Delta_a - \Delta_b}{e} \text{ (dalam radian)} \quad (3.52)$$
$$= \frac{\Delta_a - \Delta_b}{e}$$

Dimana :
γ_p = sudut rotasi link (radian)
e = panjang link (m)
$\Delta_a - \Delta_b$ = perbedaan simpangan yang terjadi pada ujung link atas terhadap ujung link bawah (mm)
Dengan batasan sudut rotasi link sebesar:
1) 0.08 radian untuk $e \leq \frac{0.8\ (1+\alpha)M_p}{V_p}$
2) 0.02 radian untuk $e \leq \frac{1.3\ (1+\alpha)M_p}{V_p}$
3) Nilai sudut rotasi link ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

- Pengaku link

1) Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Persyaratan pengaku link :

Lebar total pengaku

$l > (b_f - 2t_w)$ (3.53)

Ketebalan pengaku

$t >$ nilai terbesar dari ($0.75\ t_w$ atau $10\ mm$)

2) Pengaku badan antara harus direncanakan pada Link dengan ketentuan sebagai berikut:

Tabel 3.6 Ketentuan perencanaan pengaku badan pada link
(Sumber : SNI 03-1729-2002)

No.	Panjang link	Jarak antar pengaku antara
1.	$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$	Untuk sudut rotasi link 0.08 rad : $\leq \left(30t_w - \frac{d}{5}\right)$
		Untuk sudut rotasi link ≤ 0.02 rad : $\leq \left(52t_w - \frac{d}{5}\right)$
		Interpolasi linier digunakan untuk Sudut Rotasi Link di antara 0,08 radian dan 0,02 radian
2.	$\frac{1.6M_p}{V_p} < e \leq \frac{2.6M_p}{V_p}$	Harus direncanakan sesuai butir 1 dan 3
3.	$\frac{2.6M_p}{V_p} < e \leq \frac{5M_p}{V_p}$	1.5 b_f dari setiap ujung link
4.	$e > \frac{5M_p}{V_p}$	Tidak memerlukan pengaku antara

c. Kontrol kemampuan elemen bracing

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu (N_u) batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen

lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari link sebesar 1.25 $R_y V_n$, dengan nilai V_n sesuai butir b.

Perbandingan antara lebar dan tebal batang bresing harus memenuhi nilai λ_p yang ditentukan dalam Tabel 7.5-1 SNI-03-1729-2002 dengan menyesuaikan penampang elemen bracing yang digunakan.

Kontrol yang perlu diperhatikan dalam perencanaan bracing:

- **Kontrol elemen bracing terhadap gaya tarik**

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor N_U harus memenuhi :

$$N_u \leq \emptyset . N_n \quad (3.54)$$

Dengan $\emptyset . N_n$ adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terkecil antara dua perumusan berikut ini:

Kuat leleh : $\emptyset = 0.9$

$$N_n = A_g . f_y \quad (3.55)$$

Kuat putus : $\emptyset = 0.75$

$$N_n = A_e . f_u \quad (3.56)$$

Keterangan :

f_y : tegangan leleh (a)

f_u : tegangan putus (MPa)

A_g : luas penampang bruto (mm^2)

A_e : luas penampang efektif (mm^2), nilai A_e bisa dihitung melalui rumusan berikut :

$$A_e = A . U \quad (3.57)$$

Dimana :

A : luas penampang (mm^2)

U : faktor reduksi = $1 - (x-L) \leq 0.9$ (3.58)

Dengan :

X : jarak titik berat penampang terhadap sisi luar elemen penampang yang disambung

L : panjang sambungan dalam arah gaya tarik

Untuk menghindari vibrasi yang terjadi pada batang tarik maka batang harus didesain cukup kaku. Oleh karena itu perlu dipenuhi batas kelangsingan pada elemen tarik sebagai berikut :

$\lambda \leq 240$, untuk komponen utama

$\lambda \leq 300$, untuk komponen sekunder

- **Kontrol elemen bracing terhadap gaya tekan**

Sebuah batang yang memikul gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi rumusan berikut:

$$N_u \leq \emptyset . N_n \quad (3.59)$$

Keterangan :

$\emptyset$: faktor reduksi kekuatan = 0.85

N_n : kuat tekan nominal

Kondisi batas kekuatan elemen yang menerima beban aksial ditentukan oleh :

- Tekuk lentur (flexural buckling) : elemen yang mengalami lentur terhadap sumbu lemah. Pada elemen atau kolom yang menekuk lentur, kuat tekan nominal dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g F_{CR} = A_g \frac{f_y}{\omega} \quad (3.60)$$

Dimana :

Kondisi tekuk umum : $\lambda_c \leq 0.25$ maka $\omega = 1$ (3.61)

Kondisi tekuk inelastik : $0.25 < \lambda_c < 1.2$ maka

$$\omega = \frac{1.43}{1.6\ 0 - 0.67\lambda_C} \quad (3.62)$$

Kondisi tekuk elastik : $\lambda_c \geq 0.25$ maka $\omega = 1.25\ \lambda_c^{\ 2}$ (3.63)

Dengan :

$$\lambda_C = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.64)$$

Keterangan :

A_g : luas penampang bruto (mm^2)

F_{cr} : tegangan kritis penampang (MPa)

F_y : tegangan leleh material (MPa)

R : jari jari girasi

L_k : panjang tekuk, dimana

$$L_k = k_c . L \quad (3.65)$$

Dengan :

k_c : faktor tekuk

L : panjang batang

- Tekuk Lokal (*Local Buckling*) : terjadi pada elemen penampang sayap atau badan yang menekuk karena penampang terlalu tipis. Agar tekuk lokal tidak terjadi maka harga kelangsingan (rasio antara lebar terhadap tebal) pelat pelat penampang harus dibatasi sesuai tabel 3.3, sedangkan untuk perencanaan struktur bangunan tahan gempa, batasan kelangsingan penampang lebih diperketat lagi sesuai pada tabel 3.4. selain itu harus dipenuhi pula syarat kelangsingan komponen struktur tekan lebih kecil dari 200,

$$\lambda = \frac{L_k}{r} < 200 \qquad (3.66)$$

d. Kontrol kemampuan elemen kolom

Kuat perlu kolom harus dihitung berdasarkan gaya yang ditimbulkan oleh : 1.1 $R_y V_n$ selain diluar pengaruh kombinasi yang ada.

- **Batasan kelangsingan elemen penampang**

Batasan telah disebutkan pada tabel 3.7 dan untuk struktur baja tahan gempa pada tabel 3.4.

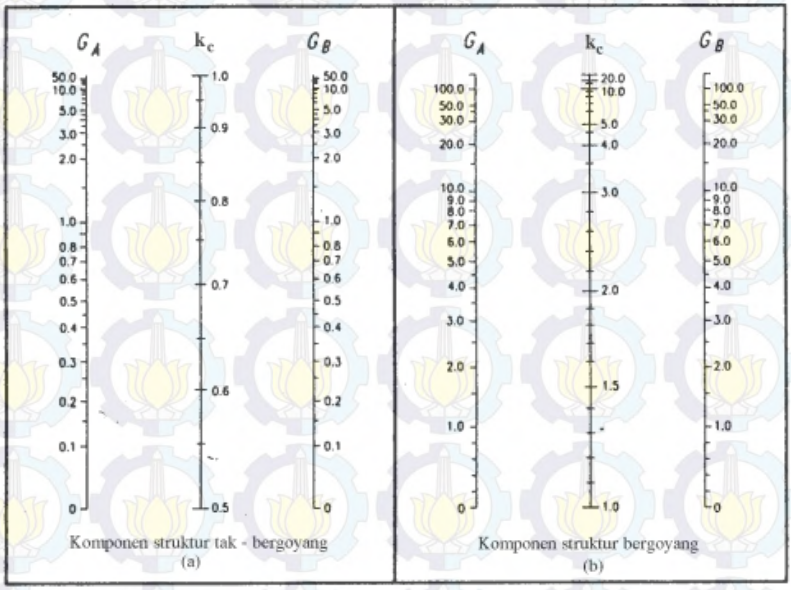
Tabel 3.7 Batasan nilai rasio lebar terhadap tebal, λ_P untuk elemen tekan pada elemen kolom (Sumber : SNI 03-1729-2002)

Jenis elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal (λ_p)
Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan plat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{250}{\sqrt{f_y}}$

Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni; yaitu dikekang sepanjang kedua sisinya	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$

- **Batasan kelangsingan komponen struktur**

Untuk batang tekan yang merupakan bagian dari suatu rangka yang bersambungan kaku (portal) nilai faktor tekuk (k_c) ditentukan dengan nomogram sesuai SNI 03-1729-2002 pasal 7.6.3, (lihat gambar 3.4 dengan menentukan terlebih dahulu nilai G.



Gambar 3.4 Nilai kc untuk (a) komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang. (Sumber : SNI 03-1729-2002)

$$G = \frac{\Sigma\left(\frac{I_C}{L_C}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_B}{L_B}\right)} \quad (3.67)$$

Dimana :

I_C : momen inersia kolom

L_C : panjang kolom

I_B : momen inersia balok

L_B : panjang balok

- **Kontrol interaksi beban aksial dan momen**

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

Untuk $\frac{N_u}{\emptyset_n\ N_n} \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\emptyset_n\ N_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b\ M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b\ M_{ny}}\right) \leq 1.0 \quad (3.68)$$

Untuk $\frac{N_U}{\emptyset_N\ N_N} < 0.2$

$$\frac{N_u}{2\emptyset_n\ N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b\ M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varphi_b\ M_{ny}}\right) \leq 1.0 \quad (3.69)$$

Keterangan :

N_u : gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor

N_n : kuat aksial nominal penampang

M_{ux}, M_{uy} : momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu-x dan sumbu-y

M_{nx}, M_{ny} : kuat nominal lentur terhadap sumbu-x dan sumbu-y

$\emptyset_n$: faktor reduksi untuk kuat aksial

$\emptyset_n$: 0.90 (leleh tarik) atau

$\emptyset_n$: 0.75 (patah tarik)

$\emptyset_n$: 0.85 (tekan)

$\emptyset_b$: 0.90 faktor reduksi untuk kuat lentur

Untuk menentukan besar nilai momen lentur amplifikasi, ketentuannya mengacu pada SNI-03-1729-2002 pasal 7.4.3.1.

3.2.8 Analisa Pushover pada Struktur Utama dan Kurva Pushover

Analisa beban dorong pushover dilakukan dengan menentukan titik kontrol pada puncak atap (lantai 10, +40000), yaitu pada titik 1-A, pada masing masing bangunan yang direncanakan. Struktur didorong dengan beban gempa statik bertahap baik pada arah X maupun arah Y, sampai bangunan mencapai kinerjanya dan terjadi keruntuhan bangunan. Masing masing arah dikenakan 2 pola gempa berdasarkan FEMA 356, yang mana pola distribusi gaya lateral yang pertama adalah besarnya proporsional dengan gaya geser lantai berdasarkan analisi respon spektrum dan pola yang kedua distribusi gaya lateral besarnya proporsional dengan masa tiap lantai. Dari analisa pushover, maka didapatkan kurva pushover (gaya geser dasar-perpindahan titik kontrol) selain itu juga didapatkan mekanisme sendi plastis yang terjadi.

Dari analisa pushover tersebut didapat gaya geser dasar ultimit yang selanjutnya akan dibandingkan besarnya gaya geser dasar pada kedua konfigurasi EBF tersebut, untuk menentukan konfigurasi mana yang memiliki kekuatan paling besar. Selanjutnya dibandingkan kekakuan elastis struktur, dihitung berdasarkan rasio antara gaya geser dasar yang menyebabkan leleh pertama pada elemen struktur (link) dengan perpindahan titik kontrol struktur saat terjadi leleh pertama pada link beam. Sedangkan untuk nilai daktilitas diperoleh dari rasio perpindahan titik kontrol saat mencapai batas ultimit dengan perpindahan titik kontrol saat terjadi leleh pertama pada elemen link.

3.2.9 Evaluasi Hasil Pemodelan

Dari hasi analisa pushover didapat nilai kekuatan, kekakuan elastis dan nilai daktilitas dari kedua pemodelan. Selanjutnya dibandingkan hasil darin kedua pemodelan tersebut. Dari segi kekuatan, pemodelan dengan nilai kekuatan cukup besar dianggap menguntungkan karena dapat menahan gaya geser dasar maksimum yang besar sebelum terjadi penurunan kekuatan. Dari

segi kekakuan, semakin kaku bangunan maka perpindahan yang terjadi akan semakin kecil, sehingga struktur dianggap lebih unggul pada sisi kenyamanan saat gempa mengenai bangunan tersebut. Dari segi daktilitas, semakin besar nilai daktilitas maka semakin besar pula kemampuan struktur tersebut dalam menyerap energi gempa.

BAB IV
PRELIMINARY DESAIN

4.1 Data Perencanaan

Pada tugas akhir ini data bangunan yang akan dijadikan pemodelan adalah sebagai berikut :

a. Desain : EBF link horizontal
   EBF link vertikal
b. Material : Baja
c. Mutu baja : BJ 41
d. Mutu beton : 30 MPa
e. Jumlah lantai : 10 (tipikal)
f. Tebal plat lantai : 10 cm
g. Tebal plat lantai atap : 9 cm
h. Tinggi tiap lantai : 4 m
i. Tinggi gedung : 40 m
j. Fungsi bangunan : Perkantoran
k. Lokasi : Padang
l. Jenis tanah : Tanah lunak
m. Denah gedung terlampir

4.2 Perencanaan Awal Dimensi Struktur

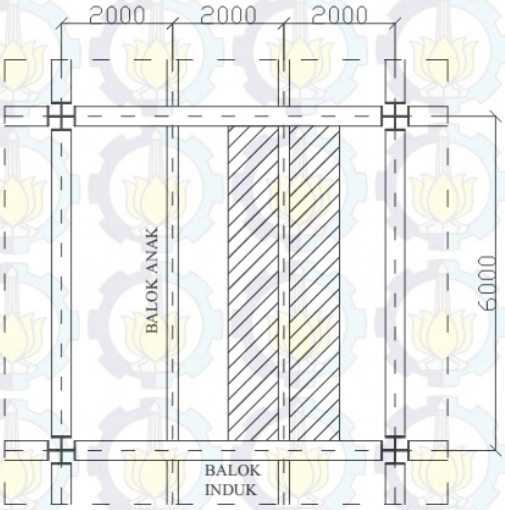
Penentuan awal dimensi struktur pada mulanya dilakukan dengan memperhitungkan beban mati dan hidup saja terhadap kapasitas penampang profil atau dengan memakai batas minimum kelangsingan elemen tersebut. Elemen yang direncanakan yaitu :

- Balok anak
- Balok induk
- Kolom
- Bracing
- Link

4.2.1 Preliminary Desain Balok Anak

Balok anak yang direncanakan ada 2, yaitu balok anak atap pada lantai 10 dan balok anak lantai 1-9

a) Balok anak lantai 1-9



Gambar 4. 1 Denah pembebanan balok anak lantai 1-10

– Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,1	= 240 kg/m^2
Spesi	= 2200 kg/m^3 . 0,02	= 44 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Ducting dan plumbing		= 10 kg/m^2
	Total ($q_{1\text{-}9}$)	= 322,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 322,7 kg/m^2 . 2 m = 645,4 kg/m

– Beban hidup :

Lantai perkantoran = 250 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 250 kg/m^2 . 2 m = 500 kg/m

– Beban berfaktor :

$q_u = 1{,}2\ q_d + 1{,}6\ q_l$

q_u = 1,2 . 645,4 + 1,6 . 500

q_{u9} = 1574,48 kg/m

$M_u = \frac{1}{8} . q_u . l^2$

$= \frac{1}{8} . 1574{,}48 . 6^2$

= 7085,16 kg.m

= 708516 kg.cm

– Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{708516}{0{,}9 .2500}$

$Z_x > 314{,}896 \text{ cm}^3$

Maka pada balok anak lantai 1-9 dicoba dengan profil WF 350 x 175 x 6 x 9.

a) Balok anak lantai 10

– Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,09	= 216 kg/m^2
Aspal		= 14 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Ducting dan plumbing		= 10 kg/m^2
	Total (q_{10})	= 268,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 268,7 kg/m^2 . 2 m = 537,4 kg/m

– Beban hidup :

Lantai atap = 100 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 100 kg/m^2 . 2 m = 200 kg/m

– Beban berfaktor :

q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l

= 1,2 . 537,4 + 1,6 . 200

q_{u10} = 964,88 kg/m

$M_u = \frac{1}{8}.q_u.l^2$

$= \frac{1}{8}.964{,}88.6^2$

= 4341,96 kg.m

= 434196 kg.cm

– Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

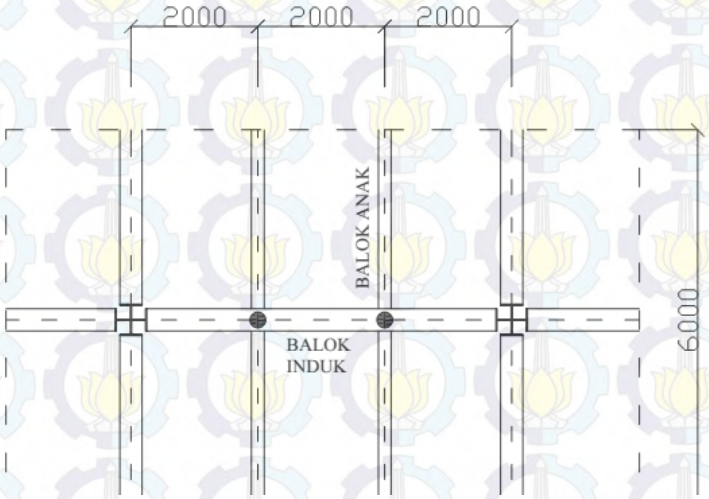
$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{434196}{0{,}9\ .2500}$

$Z_x > 192{,}976\ \text{cm}^3$

Maka pada balok anak lantai 10 dicoba dengan profil WF 300 x 150 x 5,5 x 8.

4.2.2 Preliminary Desain Balok Induk



Gambar 4. 2 Denah pembebanan balok induk lantai 1-10

Balok induk yang direncanakan ada 2, yaitu balok induk atap pada lantai 10 dan balok induk lantai 1-9. Karena bentuk

gedung simetris pada arah x dan y maka balok arah melintang dan memanjang dicoba dengan memakai penampang yang sama.

a) Balok induk lantai 1-9

– Beban :

Beban terpusat (P_u) :

Reaksi vertikal balok anak

$= q_{u9} \cdot \frac{l}{2} + 1{,}2 \cdot (q_{dbalok\ anak\ 1\text{-}9} \cdot l)$

= 1574,48 kg/m . $\frac{6}{2}$ m + 1,2 . (69,2 kg/m . 6)

= 5221,68 kg

Beban mati terbagi rata (q_d)

Dinding bata = 250 kg/m^2 . 4 m = 1000 kg/m

– Beban berfaktor :

q_u $= 1{,}2\ q_d + 1{,}6\ q_l$

= 1,2 . 1000 + 1,6 . 0

q_u = 1200 kg/m

P_u = 5221,68 kg

maka

M_u $= \frac{1}{8} . q_u . l^2 + P_u . (\frac{1}{2}\ l - \frac{1}{6}\ l)$

$= \frac{1}{8} . 1200 . 6^2 + 5221{,}68\ . (\frac{1}{2} .\ 6 - \frac{1}{6} . 6)$

= 15843,36 kg.m

= 1584336 kg.cm

– Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{1584336}{0{,}9\ .2500}$

$Z_x > 704{,}149$ cm^3

Pada balok induk lantai 1-9 dicoba dengan beberapa profil yang berbeda, dengan kisaran Z_x seperti diatas. Pada lantai 1-3 dipakai balok induk dengan profil WF 600 x 200 x 12 x 20,

balok induk lantai 4-6 dipakai WF 500 x 200 x 9 x14, dan balok induk lantai 7-9 dipakai profil WF 450 x 200 x 8 x 12. Ukuran balok pada tiap lantai dibedakan dengan mempertimbangkan beban gempa yang mungkin terjadi.

b) Balok induk lantai 10

– Beban:

Beban terpusat (P_u) :

Reaksi vertikal balok anak

$= q_{u10} \cdot \frac{l}{2} + 1{,}2 \cdot (q_{dbalok\ anak\ 10} \cdot l)$

$= 964{,}88$ kg/m $\cdot \frac{6}{2}$ m + 1,2 . (56,8 kg/m . 6)

$= 3303{,}6$ kg

– Beban berfaktor :

P_u = 3079,68 kg

$M_u = P_u \cdot (\frac{1}{2}\ l - \frac{1}{6} \cdot l)$

$= 3303{,}6 \cdot (\frac{1}{2} \cdot\ 6 - \frac{1}{6} \cdot 6)$

= 6607,2 kg.m

= 660720 kg.cm

– Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{660720}{0{,}9 \cdot 2500}$

$Z_x > 293{,}653\ cm^3$

Maka pada balok induk lantai 10 dicoba dengan profil WF 400 x 200 x 7 x 11.

4.2.3 Preliminary Desain Link

Link didesain sebagai link geser.

a) Link pada EBF inverted V

Pada EBF tipe inverted V penampang link sama dengan penampang balok induk. Panjang link untuk link geser ialah

$e = \frac{1{,}6\ M_p}{V_p}$, dimana $M_p = Z_x\ F_y$ dan $V_p = 0.6\ F_y\ (d\text{-}2t_f)\ t_w$

Fy = 2500 kg/cm^2

Tabel 4. 1 Perencanaan panjang dan kapasitas link horizontal

Tingkat	Profil link	Z_x (cm^3)	M_p (kg.cm)	V_p (kg)	$\frac{1{,}6M_p}{V_p}$ (cm)	e (cm)
10	400.200.7.11	1088	2720000	39690	109,6	50
9	450.200.8.12	1393	3482500	51120	108,9	50
8	450.200.8.12	1393	3482500	51120	108,9	50
7	450.200.8.12	1393	3482500	51120	108,9	50
6	500.200.9.14	1836	4590000	63720	115,2	50
5	500.200.9.14	1836	4590000	63720	115,2	50
4	500.200.9.14	1836	4590000	63720	115,2	50
3	600.200.12.20	3317	8292500	100800	131,6	50
2	600.200.12.20	3317	8292500	100800	131,6	50
1	600.200.12.20	3317	8292500	100800	131,6	50

Untuk mempermudah permodelan, panjang link pada tiap tingkat direncanakan sebesar 50 cm.

b) Link pada EBF inverted Y

Untuk link vertikal, batasan panjang untuk link geser mengacu pada EC8, dengan peraturan sebagai berikut :

$e < e_s$, dimana

$$e_s = 0{,}8\,(1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$$

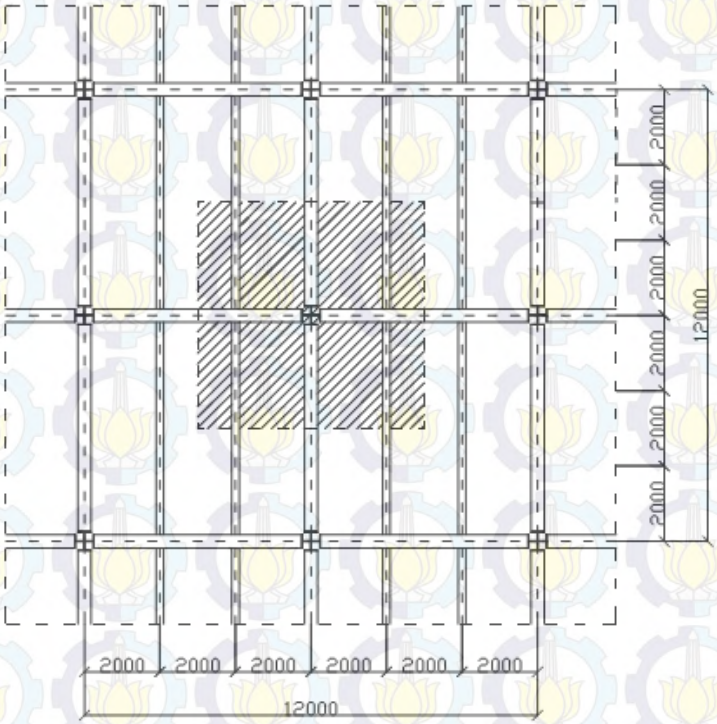
dengan α ialah rasio dari momen terkecil pada ujung link terhadap momen terbesar pada ujung link satunya dimana sendi plastis terbentuk, kedua nilai momen diambil nilai absolutnya. Untuk preliminary desain nilai momen pada ujung link yang terhubung dengan bracing bernilai 0, sehingga nilai $\alpha = 0$.

Tabel 4. 2 Perencanaan panjang dan kapasitas link vertikal

Tingkat	Profil link	Z_x (cm^3)	M_p (kg.cm)	V_p (kg)	$\frac{0{,}8M_p}{V_p}$ (cm)	e (cm)
10	400.200.7.11	1088	2720000	39690	54,8	50
9	450.200.9.14	1621	4052500	56970	56,9	50
8	450.200.9.14	1621	4052500	56970	56,9	50
7	450.200.9.14	1621	4052500	56970	56,9	50
6	500.200.11.19	2462	6155000	79530	61,9	50
5	500.200.11.19	2462	6155000	79530	61,9	50
4	500.200.11.19	2462	6155000	79530	61,9	50
3	600.200.13.23	3778	9445000	108030	69,9	50
2	600.200.13.23	3778	9445000	108030	69,9	50
1	600.200.13.23	3778	9445000	108030	69,9	50

4.2.4 Preliminary Desain Kolom

Perencanaan awal untuk penampang kolom didasarkan beban aksial yang diterima oleh kolom akibat beban mati dan hidup. Luasan beban yang dihitung pada tiap lantai disesuaikan dengan gambar 4.3.



Gambar 4. 3 Denah pembebanan kolom lantai 1-10

a) Kolom pada lantai 10
   – Beban mati :
   q_{10} = 268,7 kg/m^2 . 36 m^2 = 9673,2 kg

berat balok anak
= 56,8 kg/m . 6 m . 2 = 681,6 kg
berat balok induk
= 66 kg/m . 6 m . 2 = 792 kg
total (P_d) = 11146,8 kg

– beban hidup
P_l = 100 kg/m^2 . 36 m^2 = 3600 kg

– beban berfaktor
P_{u10} = *1,2* . P_d + *1,6* . P_l
= 1,2 . 11146,8+ 1,6 . 3600
= 19136 kg

– Kapasitas Penampang
Pada penentuan dimensi kolom ini diasumsikan bahwa kolom tidak langsing serta mengikuti rumus interaksi 1 dengan asumsi hanya didominasi beban aksial saja.

$\frac{P_u}{\emptyset_c P_n} < 1$

$P_n > \frac{P_u}{\emptyset_c}$

$P_n > \frac{19136}{0.85}$ = 22513 kg

$P_n = A_g \, . f_y$

$A_g > \frac{P_n}{f_y}$

$A_g > \frac{22513}{2500}$ = 9 cm^2

Maka pada kolom 10 dipakai profil K 350 x 175.

b) Kolom pada lantai 7-9

Karena tipe lantai pada lantai 1-9 adalah tipikal, jadi beban yang diterima pada tiap lantai sama.

– Beban mati :
q_{1-9} = 322,7 kg/m^2 . 36 m^2 = 11617,2 kg
dinding bata
= 250 kg/m^2 . 12 m^2 . 4 = 12000 kg
berat balok anak

= 69,2 kg/m . 3 m . 4 = 830,4 kg

berat balok induk

= 76 kg/m . 3 m . 4 = 912 kg

total (*Pd*) = 25359,6 kg

– Beban Hidup

Pl = 250 kg/m^2. 36 m^2 = 9000 kg

– Beban Berfaktor

P_{u7} = *3(1,2 . Pd + 1,6 . Pl)* + P_{u10}

= 3(1,2 . 25359,6 + 1,6 . 9000) + 19136

= 153630,56 kg

– Kapasitas Penampang

$\frac{P_u}{\emptyset_c P_n} < 1$

$P_n > \frac{P_u}{\emptyset_c}$

$P_n > \frac{153630,56}{0,85}$ = 180742 kg

$P_n = A_g . f_y$

$A_g > \frac{P_n}{f_y}$

$A_g > \frac{180742}{2500}$ = 72,296 cm^2

Maka pada kolom 7-9 dipakai profil K 588 x 300 . Sedangkan pada lantai 4-6 profil yang dipakai untuk kolom ialah K 700 x 300 dan pada lantai 1-3 profil yang dipakai untuk kolom ialah K 800 x 300.

4.2.5 Preliminary Desain Bracing

Perencanaan awal penampang bracing didasarkan pada batas kelangsingan yang disyaratkan yaitu sebesar :

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

a) Bracing pada EBF inverted V

Nilai faktor tekuk dipakai 1 karena ujung ujung bracing dianggap sebagai sendi-sendi.

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

$r > \frac{L_k}{200}$, dimana $L_k = K_c . L$

L = $\sqrt{2{,}6^2 + 4^2}$ = 4,77 m = 4770 mm

$r > \frac{1*4770}{200}$ = 23,85 mm

Maka pada lantai 1-3 dipakai bracing WF 450 x 300 x 11 x 18, pada lantai 4-6 WF 400 x 300 x 10 x 16, pada lantai 7-9 WF 350 x 250 x 9 x 14 dan pada lantai 10 WF 350 x 250 x 8 x 12.

b) Bracing pada EBF inverted Y

Nilai faktor tekuk dipakai 1 karena ujung ujung bracing dianggap sebagai sendi-sendi.

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

$r > \frac{L_k}{200}$, dimana $L_k = K_c \, . \, L$

L = $\sqrt{3^2 + 3{,}5^2}$ = 4,61 m = 4610 mm

$r > \frac{1*4610}{200}$ = 23,05 mm

Maka pada lantai 1-3 dipakai bracing WF 450 x 300 x 11 x 18, pada lantai 4-6 WF 400 x 300 x 10 x 16, pada lantai 7-9 WF 350 x 250 x 9 x 14 dan pada lantai 10 WF 350 x 250 x 8 x 12.

4.3 Rekapitulasi Preliminary Desain

EBF inverted V (e = 500 mm)

Tabel 4.3 Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted V

Tingkat	Balok anak (WF)	Balok induk (WF)	Link	Kolom (K)	Bracing (WF)
10	300.150.5,5.8	400.200.7.11	400.200.7.11	350.175	350.250.8.12
9	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.8.12	588.300	350.250.9.14
8	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.8.12	588.300	350.250.9.14
7	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.8.12	588.300	350.250.9.14
6	350.175.6.9	500.200.9.14	500.200.9.14	700.300	400.300.10.16
5	350.175.6.9	500.200.9.14	500.200.9.14	700.300	400.300.10.16
4	350.175.6.9	500.200.9.14	500.200.9.14	700.300	400.300.10.16
3	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.12.20	800.300	450.300.11.18
2	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.12.20	800.300	450.300.11.18
1	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.12.20	800.300	450.300.11.18

EBF inverted Y (e = 500 mm)

Tabel 4.4 Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted Y

Tingkat	Balok anak (WF)	Balok induk (WF)	Link	Kolom (K)	Bracing (WF)
10	300.150.5,5.8	400.200.7.11	400.200.7.11	350.175	350.250.8.12
9	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.9.14	588.300	350.250.9.14
8	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.9.14	588.300	350.250.9.14
7	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.9.14	588.300	350.250.9.14
6	350.175.6.9	500.200.11.19	500.200.11.19	700.300	400.300.10.16
5	350.175.6.9	500.200.11.19	500.200.11.19	700.300	400.300.10.16
4	350.175.6.9	500.200.11.19	500.200.11.19	700.300	400.300.10.16
3	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.13.23	800.300	450.300.11.18
2	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.13.23	800.300	450.300.11.18
1	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.13.23	800.300	450.300.11.18

BAB V
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perencanaan Balok Anak

Balok anak direncanakan sebagai elemen yang meneruskan serta membagi beban yang dipikul oleh plat lantai ke balok induk. Balok anak didesain hanya menerima beban gravitasi saja, tidak termasuk beban gempa.

5.2 Balok Anak Atap (Lantai 10)

Profil yang digunakan ialah WF 300.150.5,5.8 , dengan keterangan sebagai berikut :

W	= 32 kg/m	h	= 256 mm
A	= 40,8 cm^2	Z_x	= 455 cm^3
d	= 298 mm	I_x	= 6320 cm^4
b_f	= 149 mm	I_y	= 442 cm^4
t_w	= 5,5 mm	G	= 800000 kg/cm^2
t_f	= 8 mm	S_x	= 424 cm^3
r	= 13 mm		

Denah balok anak sesuai dengan gambar 4.1.

a) Pembebanan

– Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,09	= 216 kg/m^2
Aspal		= 14 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Ducting dan plumbing		= 10 kg/m^2
	Total (q_{10})	= 268,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 268,7 kg/m^2 . 2 m + 32 kg/m = 569,4 kg/m

– Beban hidup :

Lantai atap = 100 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 100 kg/m^2 . 2 m = 200 kg/m

– Beban berfaktor :

$q_u = 1{,}2\ q_d + 1{,}6\ q_l$

= 1,2 . 569,4 + 1,6 . 200

q_{u10} = 1003,28 kg/m

b) Gaya dalam

– Momen ultimate

$M_u = \frac{1}{8} . q_u . l^2$

$= \frac{1}{8} . 1003,28 . 6^2$

= 4514,76 kg.m

= 451476 kg.cm

– Gaya geser

$V_u = \frac{1}{2} . q_u . l$

$= \frac{1}{2} . 1003,28 . 6$

= 3009,84 kg.m

c) Kontrol terhadap momen lentur

– Kontrol tekuk lokal

Rasio lebar terhadap tebal sayap

$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{149}{2 .8} = 9,31$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$

Rasio lebar terhadap tebal badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{256}{5,5} = 46,54$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$

$\frac{b}{t_f} < \frac{170}{\sqrt{f_y}}$ dan $\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$ maka profil merupakan penampang kompak dengan : $M_n = M_p$

$M_n = M_p = Z_x . F_y$

= 455 cm^3 . 2500 kg/cm^2

= 1137500 kg.cm

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset . M_n$

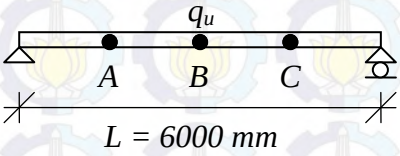
$451476 \leq 0{,}9 \,.1137500$
$451476 \text{ kg.cm} \leq 1023750 \text{ kg.cm}$
Penampang profil memenuhi.

– Kontrol tekuk lateral
L_b = 6 m = 600 cm
(asumsi tidak ada pengekang lateral sepanjang balok anak)
L_p = 163,77 cm
L_r = 458,415 cm
$L_b \geq L_r$
maka terjadi kondisi tekuk lateral inelastik, dengan nilai:

$$M_n = M_{CR} = C_B \frac{\pi}{L} \sqrt{E\, I_y\, G\, J + \left(\frac{\pi\, E}{L}\right)^2 I_Y I_W} \leq M_P$$

Dimana :

$$C_b = \frac{12{,}5\,.M_{max}}{2{,}5\,.M_{max} + 3\,.M_a + 4\,.M_b + 3\,.M_c} \leq 2{,}30$$



M_{max} $= M_b$ $= M_u$ = 4514,76 kg.m
M_a $= M_c$ $= R_a \,.\frac{l}{4} - q_u \,.\frac{l^2}{16}$
$= 3009{,}84 \;\; .\frac{6}{4} - 1003{,}28 \,.\frac{6^2}{16}$
$= 2257{,}38$ kg.m

$$C_b = \frac{12{,}5\,.\;4514{,}76}{2{,}5\,.4514{,}76 + 3\,.\;2257{,}38 + 4\,.4514{,}76 + 3\,.\;2257{,}38}$$
$= 1{,}32 \leq 2{,}3$

$J = \sum \frac{1}{3} bt^3$
$= \frac{1}{3} \,.\,(29{,}8 - 2\,.0{,}8)\,.\,0{,}55^3 + 2.\,(\frac{1}{3}\,.14{,}9\,.\,0{,}8^3\,)$
$= 6{,}649 \text{ cm}^4$

$I_w = I_y \cdot \frac{h'^2}{4}$

$= 442 \cdot \frac{(29{,}8-0{,}8)^2}{4}$

$= 92930{,}5 \text{ cm}^6$

Maka

$M_n = M_{cr}$

$= 1{,}32 \cdot \frac{\pi}{600} \sqrt{2.10^6.442.8.10^5.6{,}65 + \left(\frac{\pi.2.10^6}{600}\right)^2.442.92930}$

$=$

M_n = 663189 kg.cm < M_p = 1137500 kg.cm

Maka dipakai

$M_n = M_{cr}$ = 663189 kg.cm

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset \cdot M_n$

$451476 \leq 0{,}9 \cdot 663189$

$451476 \text{ kg.cm} \leq 596870 \text{ kg.cm}$

Penampang profil memenuhi.

d) Kontrol terhadap gaya geser

Rasio tinggi bersih plat badan dengan tebal plat badan (untuk kondisi leleh pada pelat badan, plastik sempurna)

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

$\frac{h}{t_W} = \frac{256}{5{,}5} = 46{,}54$

Untuk balok tanpa pengaku vertikal plat badan k_n = 5, dan E=200000 MPa, sehingga :

$1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} = \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69{,}57$

Maka

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

Oleh karena itu nilai nominal geser plat badan :

V_n = 0,6 f_y A_w
= 0,6 . 2500 . (29,8 . 0,55)
= 24585 kg

Kontrol kemampuan profil
$V_u \leq \emptyset . V_n$
3009,84 $\leq$ 0,9 .24585
3009,84 kg $\leq$ 22126,5 kg
Penampang profil memenuhi.

e) Kontrol lendutan
L = 600 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1{,}667$ cm

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_d + q_l).L^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(569{,}4+200)\times 10^{-2} \times 600^4}{2000000 \times 6320}$

$= 1{,}027\ cm$

$f^0 < f_{ijin}$

1,027 cm $<$ 1,667 cm (OK)

5.3 Balok Anak Lantai 1-9

Profil yang digunakan ialah WF 350.175.6.9, dengan keterangan sebagai berikut :

W	= 41,4 kg/m	r	= 14 mm
A	= 52,68 cm^2	h	= 300 mm
d	= 346 mm	Z_x	= 778 cm^3
b_f	= 174 mm	I_x	= 11100 cm^4
t_w	= 6 mm	I_y	= 792 cm^4
t_f	= 9 mm	G	= 800000 kg/cm^2

Denah balok anak sesuai dengan gambar 4.1.

a) Pembebanan balok anak lantai 1-9
– Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,1	= 240 kg/m^2
Spesi	= 2200 kg/m^3 . 0,02	= 44 kg/m^2
Keramik		= 24 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2

Ducting dan plumbing = 10 kg/m^2

Total ($q_{1\text{-}9}$) = 346,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 346,7 kg/m^2 . 2 m + 41,4 kg/m= 734,8 kg/m

– Beban hidup :

Lantai perkantoran = 250 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 250 kg/m^2 . 2 m = 500 kg/m

– Beban berfaktor :

q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l

q_u = 1,2 . 734,8 + 1,6 . 500

q_{u9} = 1681,76 kg/m

b) Gaya dalam

– Momen ultimate

$M_u = \frac{1}{8}.q_u.l^2$

$= \frac{1}{8}.1681{,}76.6^2$

= 7567,92 kg.m

= 756792 kg.cm

– Gaya geser

$V_u = \frac{1}{2}.q_u.l$

$= \frac{1}{2}.1681{,}76\,.6$

= 5045,28 kg.m

c) Kontrol terhadap momen lentur

– Kontrol tekuk lokal

Rasio lebar terhadap tebal sayap

$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{174}{2\,.9} = 9{,}67$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

Rasio lebar terhadap tebal badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\frac{b}{t_f} < \frac{170}{\sqrt{f_y}}$ dan $\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$ maka profil merupakan penampang kompak dengan : $M_n = M_p$

$M_n = M_p = Z_x \,.\, F_y$

$= 689 \text{ cm}^3 \,.\, 2500 \text{ kg/cm}^2$

$= 1722500$ kg.cm

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset \,.\, M_n$

$756792 \leq 0{,}9 \,.1722500$

$756792 \text{ kg.cm} \leq 1550250 \text{ kg.cm}$

Penampang profil memenuhi.

– Kontrol tekuk lateral

L_b = 6 m = 600 cm

(asumsi tidak ada pengekang lateral sepanjang balok anak)

L_p = 193 cm

L_r = 534 cm

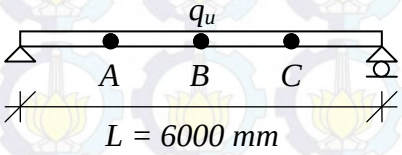
$L_b \geq L_r$

maka terjadi kondisi tekuk lateral inelastik, dengan nilai:

$$M_n = M_{CR} = C_B \frac{\pi}{L} \sqrt{E\, I_y\, G\, J + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_Y I_W} \leq M_P$$

Dimana :

$$C_b = \frac{12{,}5 \,.M_{max}}{2{,}5 \,.M_{max} + 3 \,.M_a + 4 \,.M_b + 3 \,.M_c} \leq 2{,}30$$



$M_{max} = M_b = M_u = 7567{,}92$ kg.m

$M_a = M_c = R_a \cdot \frac{l}{4} - q_u \cdot \frac{l^2}{16}$

$= 5045{,}28 \cdot \frac{6}{4} - 1681{,}76 \cdot \frac{6^2}{16}$

$= 3783{,}96$kg.m

$C_b = \frac{12{,}5 \cdot 7567{,}92}{2{,}5 \cdot 7567{,}92 + 3 \cdot 3783{,}96 + 4 \cdot 7567{,}92 + 3 \cdot 3783{,}96}$

$= 1{,}316 \leq 2{,}3$

$J = \sum \frac{1}{3} bt^3$

$= \frac{1}{3} \cdot (34{,}6 - 2 \cdot 0{,}9) \cdot 0{,}6^3 + 2 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 17{,}4 \cdot 0{,}9^3)$

$= 10{,}818$ cm^4

$I_w = I_y \cdot \frac{h'^2}{4}$

$= 792 \cdot \frac{(34{,}6-0{,}9)^2}{4}$

$= 224866{,}62$ cm^6

Maka

$M_n = M_{cr}$

$= 1{,}316 \cdot \frac{\pi}{600}$

$\sqrt{2.10^6.792.8.10^5.10{,}818 + \left(\frac{\pi.2.10^6}{600}\right)^2 .792.224866}$

M_n =1256252 kg.cm

M_n = 1256252 kg.cm < M_p = 1722500 kg.cm

Maka dipakai

$M_n = M_{cr}$ = 1256252 kg.cm

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset \cdot M_n$

$756792 \leq 0{,}9 \cdot 1256252$

$756792 \text{ kg.cm} \leq 1130600 \text{ kg.cm}$

Penampang profil memenuhi.

d) Kontrol terhadap gaya geser

Rasio tinggi bersih plat badan dengan tebal plat badan (untuk kondisi leleh pada pelat badan, plastik sempurna)

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

$\frac{h}{t_W} = \frac{300}{6} = 50$

Untuk balok tanpa pengaku vertikal plat badan k_n = 5, dan E=200000 MPa, sehingga :

$1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} = \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69{,}57$

Maka

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

Oleh karena itu nilai nominal geser plat badan :

$V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w$

$= 0{,}6 \cdot 2500 \cdot (34{,}6 \cdot 0{,}6)$

$= 29894$ kg

Kontrol kemampuan profil

$V_u \leq \emptyset \cdot V_n$

$5045{,}28 \leq 0{,}9 \cdot 29894$

$5045{,}28$ kg ≤ 26905 kg

Penampang profil memenuhi.

e) Kontrol lendutan

L = 600 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1{,}667$ cm

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_d + q_l).L^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(734{,}8+500)\times 10^{-2} \times 600^4}{2000000 \times 11100}$

$= 0{,}938\ cm$

$f^0 < f_{ijin}$

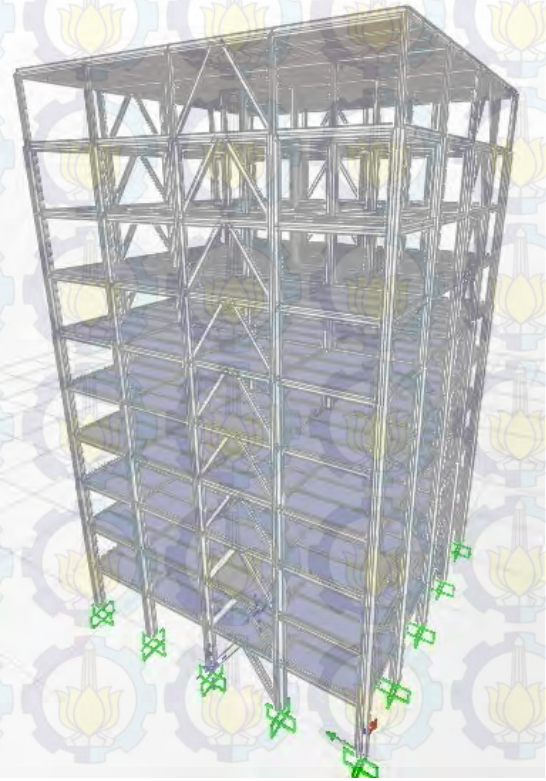
$0{,}938\ cm < 1{,}667\ cm$ (OK)

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

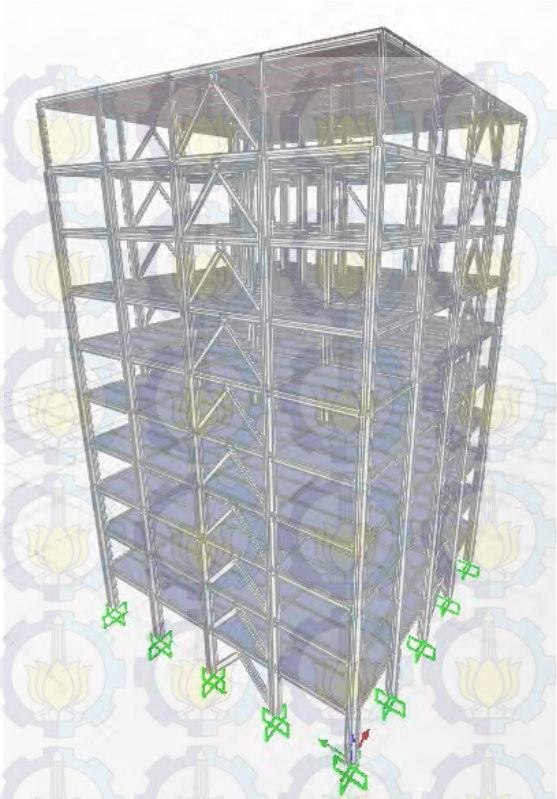
BAB VI
PEMBEBANAN DAN PEMODELAN STRUKTUR

6.1 Pemodelan Struktur

Pada tugas akhir ini struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai sistem portal dengan pengaku eksentrik tipe Inverted V dan Inverted Y. Material yang digunakan adalah baja dengan mutu BJ41 (Fy = 250 MPa, Fu = 410 MPa, E = 200000 MPa). Pemodelan struktur akan direncanakan dengan data dari bab preliminary desain tabel 4.3 dan 4.4



Gambar 6. 1 Permodelan Struktur EBF Inverted V



Gambar 6. 2 Pemodelan Struktur EBF Inverted Y

Pemodelan struktur dikenakan 2 jenis beban yaitu beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa.

6.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur direncanakan sesuai dengan Peraturan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung.

1. Beban Mati

   Beban mati yang diperhitungkan pada pemodelan ini antara lain :

   Dead :

   Berat sendiri baja profil pada struktur rangka baja yaitu kolom, balok induk, balok anak dan bracing , dengan berat jenis sebesar = 7850 kg/cm^3.

   Berat plat beton = 2400 kg/m^3

   Plat lantai 1-9 = 2400 kg/m^3 . 0,10 m = 240 kg/m^2

   Plat lantai 10 = 2400 kg/m^3 . 0,09 m = 216 kg/m^2

   Super dead :

   Berat finishing :

Berat plat bondeks		= 10,1 kg/m^2
Berat spesi (2 cm)	= 2 x 22	= 44 kg/m^2
Berat plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Berat ducting plumbing		= 10 kg/m^2
	Total	= 82,1 kg/m^2
Berat aspal		= 14 kg/m^2

   Rincian untuk beban super dead pada tiap lantai :

   Lantai 1-9 = 82,1 kg/m^2

   Lantai 10 = 82,1 + 14 = 96,1 kg/m^2

2. Beban Hidup

   Beban hidup yang dipertimbangkan pada pemodelan ini antara lain :

   Live :

   Lantai 10 (atap) = 100 kg/m^2

   Lantai 1-9 (perkantoran) = 250 kg/m^2

6.3 Kontrol Desain

Desain respon spektrum gempa direncakan dengan memperhatikan parameter yang ada sesuai wilayah gempa dan SNI 03-1726-2012.

6.3.1 Parameter Respon Struktur Rencana

Lokasi = Padang
Jenis tanah = tanah lunak (SE)
Faktor keutamaan = 1
Kategori resiko (I_e) = 1
Koefisien modifikasi respon (R) = 8
Faktor pembesaran defleksi(C_d) = 4
Nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) = 2

S_s = 1,3 g
S_1 = 0,59 g
F_a = 0,9
F_v = 2,4
$S_{MS} = F_a . S_s$ = 1,17
$S_{M1} = F_v . S_1$ = 1,416
$S_{DS} = \frac{2}{3} . S_{MS}$ = 0,78
$S_{D1} = \frac{2}{3} . S_{M1}$ = 0,944
$T_0 = 0{,}2 . \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ = 0,242
$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ = 1,21

Setelah parameter respon struktur ditentukan selanjutnya dibuat grafik respon spektrum sesuai dengan SNI 03-1726-2012, dengan ketentuan :

Untuk $T < T_0$, S_a, dihitung melalui perumusan:

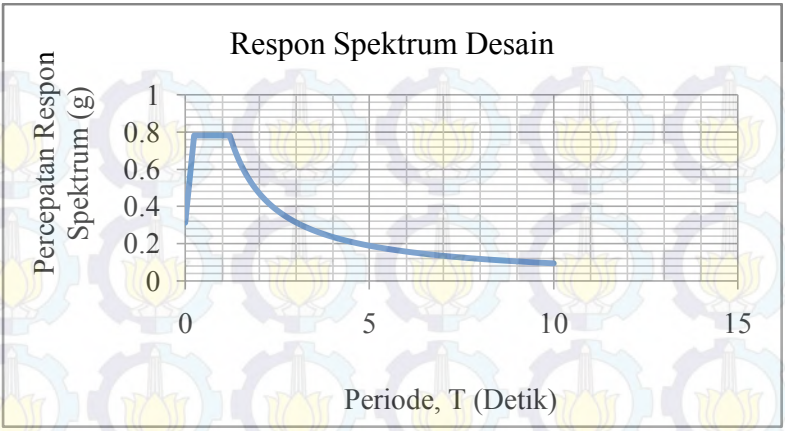
$$S_a = S_{Ds}\left(0.4 + 0.6\,\frac{T}{T_0}\right)$$

Untuk $T_0 \le T \le T_S$

$$S_a = S_{ds}$$

Untuk $T > T_S$

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



Gambar 6. 3 Desain respon spektrum wilayah Padang tanah lunak.

6.3.2 Kontrol Partisi Massa

Kontrol partisi massa harus diperhatikan sehingga perhitungan respon dinamik struktur memenuhi syarat agar partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual pada masing masing arah.

Kontrol partisi massa diperoleh dari analisa SAP 2000.

- EBF Inverted V

Tabel 6.1 Rasio Partisi massa EBF Inverted V

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	**Step Type**	**Step Num**	**SumUX**	**SumUY**	**SumUZ**
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.57	0.12	2.419E-16
MODAL	Mode	2	0.69	0.69	2.546E-16
MODAL	Mode	3	0.69	0.69	4.014E-09
MODAL	Mode	4	0.87	0.69	4.014E-09
MODAL	Mode	5	0.87	0.87	4.014E-09

MODAL	Mode	6	0.87	0.87	3.211E-08
MODAL	Mode	7	0.92	0.87	3.211E-08
MODAL	Mode	8	0.92	0.92	3.211E-08
MODAL	Mode	9	0.92	0.92	3.211E-08
MODAL	Mode	10	0.92	0.92	0.0001349
MODAL	Mode	11	0.92	0.92	0.19
MODAL	Mode	12	0.93	0.93	0.19

- EBF Inverted Y

Tabel 6.2 Rasio Partisi massa EBF Inverted Y

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	**Step Type**	**Step Num**	**SumUX**	**SumUY**	**SumUZ**
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	4.E-06	0.7	8.86E-18
MODAL	Mode	2	0.7	0.7	1.51E-17
MODAL	Mode	3	0.7	0.7	1.288E-09
MODAL	Mode	4	0.7	0.87	1.289E-09
MODAL	Mode	5	0.87	0.87	1.289E-09
MODAL	Mode	6	0.87	0.87	0.00000104
MODAL	Mode	7	0.87	0.87	0.00000104
MODAL	Mode	8	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	9	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	10	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	11	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	12	0.87	0.87	0.00002410
MODAL	Mode	13	0.87	0.87	0.00003783
MODAL	Mode	14	0.87	0.87	0.00003783
MODAL	Mode	15	0.87	0.92	0.00003783
MODAL	Mode	16	0.92	0.92	0.00003783

6.3.3 Kontrol Periode Getar

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, perioda fundamental struktur harus ditentukan dari :

$T = C_t \cdot h_n^{\,x}$

Untuk batas atasnya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1}.

$T_a = C_u \cdot T$

Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan bresing eksentrik, sehingga pada tabel 15 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai :

$C_t = 0{,}0731$

$x = 0{,}75$

$h_n = 40$ m

maka :

$T = 0{,}0731 \cdot 40^{\,0{,}75}$

$= 1{,}163$ s

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012, untuk nilai $S_{D1} = 0{,}944$ didapat nila $C_u = 1{,}4$, maka :

$C_u \cdot T = 1{,}4 \cdot 1{,}163 = 1{,}6282$ s

Dari hasil analisis SAP 2000 didapat nilai periode struktur sebagai berikut :

Tabel 6.3 Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted V

OutputCase	StepNum	Period	Frequency
	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	1	1.029829	0.97103
MODAL	2	1.029772	0.97109
MODAL	3	0.700897	1.4267
MODAL	4	0.343989	2.9071
MODAL	5	0.343917	2.9077
MODAL	6	0.233155	4.289
MODAL	7	0.190722	5.2432
MODAL	8	0.190576	5.2472
MODAL	9	0.14969	6.6805
MODAL	10	0.146778	6.813

MODAL	11	0.144071	6.941
MODAL	12	0.142658	7.0098

Tabel 6.4 Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted Y

OutputCase	StepNum	Period	Frequency
	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	1	1.07334	0.93168
MODAL	2	1.06777	0.93653
MODAL	3	0.73227	1.36560
MODAL	4	0.36292	2.75540
MODAL	5	0.35969	2.78020
MODAL	6	0.24454	4.08930
MODAL	7	0.24207	4.13110
MODAL	8	0.24177	4.13610
MODAL	9	0.22337	4.47680
MODAL	10	0.22318	4.48080
MODAL	11	0.22315	4.48130
MODAL	12	0.22314	4.48140
MODAL	13	0.22313	4.48170
MODAL	14	0.22308	4.48270
MODAL	15	0.20015	4.99640
MODAL	16	0.19767	5.05900

6.3.4 Kontrol Nilai Gaya Geser Dasar Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85 % nilai respon statik. Apabila hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala $0{,}85 \,.\, \frac{Cs \,.W}{V}$.

Rumusan gaya geser statik :

$V_{statik} = C_s \,.\, W$

Koefisien respon seismik, C_s, harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} = \frac{0,78}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0975$

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut :

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

$= \frac{0,944}{1,163 .\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,101 > 0,0975$ (OK)

Maka dipaka $C_s = 0,0975$

Selain persyaratan diatas nilai *Cs* harus tidak kurang dari :

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

$= 0,044 . 0,78 . 1 \geq 0,01$

$= 0,03432 \geq 0,01$ (OK)

$= 0,03432 < 0,0975$ (OK)

Maka diambil $C_s = 0,0975$.

- Gaya Geser Dasar Statik EBF Inverted V

Untuk perhitungan berat struktur, mengacu berat pada reaksi dasar struktur, sesuai tabel 6.3.

Tabel 6.5 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	219956.91	65991.44	0.19
EY	65987.16	219971.17	0.08684
DL+ LL	7.651E-11	-3.685E-10	3845067.83

Dari tabel tersebut nilai W = 3845067,83 kg.

$V_{statik} = C_s . W$

$= 0,0975 . 3845067,83$

$= 374894,11$ kg

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx} \geq 85\% . V_{statik}$

$219956,91 \geq 85\% . 374894,11$

219956,91 kg ≤ 318660 kg (not OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky}$ ≥ 85% . V_{statik}

219971,17 ≥ 85% . 374894,11

219971,17 kg ≤ 318660 kg (not OK)

Dari kontrol diatas gaya geser dasar pemodelan belum sesuai dengan peraturan, oleh sebab itu perlu diperbesar dengan faktor skala $0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}}$.

Pada arah x :

$$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3845067{,}83}{219956{,}91} = 1{,}449$$

Pada arah y :

$$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3845067{,}83}{219971{,}17} = 1{,}449$$

Dari nilai faktor skala tersebut didapat gaya geser ($V_{dinamik}$) sebagai berikut :

Tabel 6.6 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V Setelah Pembesaran Skala

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	318937.73	95686.82	0.24
EY	95681.43	318955.69	0.11
DL+ LL	7.651E-11	-3.685E-10	3845067.83

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx}$ ≥ 85% . V_{statik}

318937,73 ≥ 85% . 374894,11

318937,73 kg ≥ 318660 kg (OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky}$ ≥ 85% . V_{statik}

318955,69 ≥ 85% . 374894,11
318955,69 kg ≥ 318660 kg (OK)

- Gaya Geser Dasar Statik EBF Inverted Y

Untuk perhitungan berat struktur, mengacu berat pada reaksi dasar struktur, sesuai tabel 6.5.

Tabel 6.7 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	221738.11	66649.58	0.21
EY	66521.44	222165.21	0.18
DL+ LL	1.166E-10	-4.832E-11	3861721.06

Dari tabel tersebut nilai W = 3861721,06 kg.

V_{statik} = C_s . W
= 0,0975 . 3861721,06
= 376517,80 kg

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx}$ ≥ 85% . V_{statik}
221738,11 ≥ 85% . 376517,80
221738,11 kg ≤ 280456 kg (not OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky}$ ≥ 85% . $V_{statiik}$
222165,21 ≥ 85% . 376517,80
222165,21 kg ≤ 280456 kg (not OK)

Dari kontrol diatas gaya geser dasar pemodelan belum sesuai dengan peraturan, oleh sebab itu perlu diperbesar dengan faktor skala $0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}}$.

Pada arah x :

$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3861721{,}06}{221738{,}11} = 1{,}443$

Pada arah y :

$$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3861721{,}06}{222165{,}21} = 1{,}441$$

Dari nilai faktor skala tersebut didapat gaya geser ($V_{dinamik}$) sebagai berikut :

Tabel 6.8 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y Setelah Pembesaran Skala

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	312803.38	104449.76	0.58
EY	93841.03	348165.83	1.17
DL+ LL	1.166E-10	-4.832E-11	3861721.06

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx} \geq 85\% \cdot V_{statik}$

$3122803{,}38 \geq 85\% \cdot 376517{,}80$

$3122803{,}38 \text{ kg} \leq 280456 \text{ kg}$ (OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky} \geq 85\% \cdot V_{statiik}$

$348165{,}83 \geq 85\% \cdot 376517{,}80$

$348165{,}83 \text{ kg} \leq 280456 \text{ kg}$ (OK)

6.3.5 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$\Delta_i \leq \Delta_a$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$\Delta_1 = C_d \cdot \delta_{e1} / I$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) . C_d / I$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai C_d = 4 dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai I = 1. Simpangan ijin untuk struktur EBF atau SRBE Inverted V dan Inverted Y dikategorikan sebagai sistem struktur yang lain, sehingga menurut tabel 16 SNI 03-1726-2012 perumusanya adalah :

$\Delta_a = 0{,}020 . h_{sx}$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah

$\Delta_a = 0{,}020 . 4$

$= 0{,}08$ m

$= 80$ mm

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000,diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

- EBF Inverted V

Tabel 6.9 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi Lantai	EX		EY	
	Zi	Simpangan		Simpangan	
	(m)	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
10	40	54.288	16.285	16.286	54.282
9	36	48.977	14.693	14.693	48.977

8	32	43.387	13.016	13.016	43.388
7	28	36.770	11.031	11.031	36.772
6	24	29.729	8.919	8.919	29.731
5	20	23.110	6.934	6.933	23.112
4	16	16.518	4.956	4.955	16.519
3	12	10.658	3.198	3.197	10.659
2	8	6.081	1.825	1.824	6.082
1	4	2.205	0.661	0.661	2.205
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabel 6.10 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai	EX				Ket.
	Zi	Simpangan arah x				
	(m)	Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	
10	40	54.288	5.311	21.244	80.000	OK
9	36	48.977	5.590	22.359	80.000	OK
8	32	43.387	6.617	26.468	80.000	OK
7	28	36.770	7.041	28.166	80.000	OK
6	24	29.729	6.618	26.474	80.000	OK
5	20	23.110	6.593	26.371	80.000	OK
4	16	16.518	5.860	23.440	80.000	OK
3	12	10.658	4.576	18.306	80.000	OK
2	8	6.081	3.876	15.506	80.000	OK
1	4	2.205	2.205	8.818	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.11 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EX Simpangan arah y Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	16.285	1.592	6.366	80.000	OK
9	36	14.693	1.677	6.706	80.000	OK
8	32	13.016	1.985	7.940	80.000	OK
7	28	11.031	2.112	8.449	80.000	OK
6	24	8.919	1.985	7.942	80.000	OK
5	20	6.934	1.978	7.912	80.000	OK
4	16	4.956	1.758	7.032	80.000	OK
3	12	3.198	1.373	5.493	80.000	OK
2	8	1.825	1.163	4.652	80.000	OK
1	4	0.661	0.661	2.646	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.12 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EY Simpangan arah x Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	16.286	1.593	6.373	80.000	OK
9	36	14.693	1.677	6.708	80.000	OK
8	32	13.016	1.985	7.941	80.000	OK
7	28	11.031	2.112	8.450	80.000	OK
6	24	8.919	1.986	7.942	80.000	OK
5	20	6.933	1.978	7.911	80.000	OK
4	16	4.955	1.758	7.032	80.000	OK
3	12	3.197	1.373	5.492	80.000	OK

2	8	1.824	1.163	4.652	80.000	OK
1	4	0.661	0.661	2.645	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.13 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai	EY				Ket.
	Zi	Simpangan arah y				
	(m)	Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	
10	40	54.282	5.305	21.221	80.000	OK
9	36	48.977	5.589	22.355	80.000	OK
8	32	43.388	6.616	26.465	80.000	OK
7	28	36.772	7.041	28.164	80.000	OK
6	24	29.731	6.618	26.473	80.000	OK
5	20	23.112	6.593	26.372	80.000	OK
4	16	16.519	5.860	23.442	80.000	OK
3	12	10.659	4.577	18.308	80.000	OK
2	8	6.082	3.877	15.508	80.000	OK
1	4	2.205	2.205	8.819	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

- EBF Inverted Y

Tabel 6.14 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi Lantai	EX		EY	
	Zi	Simpangan		Simpangan	
	(m)	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
10	40	57.195	19.239	17.158	64.131
9	36	51.312	17.282	15.394	57.605
8	32	45.308	15.277	13.592	50.923

7	28	38.241	12.909	11.472	43.029
6	24	30.944	10.459	9.283	34.863
5	20	24.358	8.245	7.307	27.484
4	16	17.763	6.024	5.329	20.080
3	12	11.665	3.965	3.500	13.218
2	8	6.675	2.274	2.003	7.579
1	4	2.415	0.823	0.725	2.745
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabel 6.15 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah X Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai	EX				Ket.
	Zi	Simpangan arah x				
	(m)	Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	
10	40	57.195	5.883	23.532	80.000	OK
9	36	51.312	6.004	24.015	80.000	OK
8	32	45.308	7.067	28.268	80.000	OK
7	28	38.241	7.297	29.188	80.000	OK
6	24	30.944	6.586	26.346	80.000	OK
5	20	24.358	6.595	26.379	80.000	OK
4	16	17.763	6.098	24.392	80.000	OK
3	12	11.665	4.990	19.959	80.000	OK
2	8	6.675	4.260	17.040	80.000	OK
1	4	2.415	2.415	9.661	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.16 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EX Simpangan arah y Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	19.239	1.958	7.831	80.000	OK
9	36	17.282	2.005	8.019	80.000	OK
8	32	15.277	2.368	9.473	80.000	OK
7	28	12.909	2.450	9.799	80.000	OK
6	24	10.459	2.214	8.855	80.000	OK
5	20	8.245	2.221	8.884	80.000	OK
4	16	6.024	2.059	8.234	80.000	OK
3	12	3.965	1.692	6.767	80.000	OK
2	8	2.274	1.450	5.801	80.000	OK
1	4	0.823	0.823	3.294	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.17 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EY Simpangan arah x Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	17.158	1.765	7.060	80.000	OK
9	36	15.394	1.801	7.204	80.000	OK
8	32	13.592	2.120	8.480	80.000	OK
7	28	11.472	2.189	8.756	80.000	OK
6	24	9.283	1.976	7.904	80.000	OK
5	20	7.307	1.978	7.914	80.000	OK
4	16	5.329	1.829	7.317	80.000	OK
3	12	3.500	1.497	5.988	80.000	OK

2	8	2.003	1.278	5.112	80.000	OK
1	4	0.725	0.725	2.898	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.18 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EY Simpangan arah y Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	64.131	6.526	26.104	80.000	OK
9	36	57.605	6.683	26.731	80.000	OK
8	32	50.923	7.894	31.576	80.000	OK
7	28	43.029	8.166	32.663	80.000	OK
6	24	34.863	7.379	29.516	80.000	OK
5	20	27.484	7.404	29.615	80.000	OK
4	16	20.080	6.862	27.448	80.000	OK
3	12	13.218	5.639	22.555	80.000	OK
2	8	7.579	4.834	19.338	80.000	OK
1	4	2.745	2.745	10.979	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

6.4 Kombinasi Pembebanan

Pada pemodelan dilakukan kombinasi sebagai berikut :

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 1,0E + L
- 0,9D + 1,0E
- 1,2D + γL L + Ω_0 E_h
- 0,9D - + Ω_0 E_h

Untuk simulasi pembeban gempa dilakukan dalam dalam 2 arah. Pada arah utama pembebanan gempa dianggap efektif dengan nilai sebesar 100%, sedangkan pada arah tegak lurus arah utama pembebanan gempa diberikan sebesar 30%.

6.5 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted V

6.5.1 Kontrol Link

Frame 534 lantai 2 (XZ plane, Y=24000)

- Data profil :

d	: 606 mm	Ag	: 152,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 90400 cm^4
b	: 201 mm	Iy	: 2720 cm^4
tw	: 12 mm	Zx	: 3317 cm^3
tf	: 20 mm	Sx	: 2980 cm^3
r	: 22 mm		

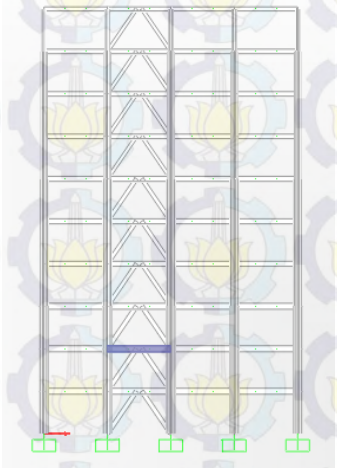
- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi *1,2 DL + 0,5LL + EX*

M_u : -17011999,1 kg.mm = -1701199,91 kg.cm

V_u : 5752,06 kg

N_u : -39,90 kg



Gambar 6. 4 Link EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y= 24000)

- Cek kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{201}{2 \,.20} = 5{,}025$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43{,}5$

dengan nilai N_u = -39,90 kg

$N_y = A_g \,.\, f_y = 152{,}5 \,.\, 2500 = 381250$ kg

$\frac{N_u}{\phi_b N_y} = \frac{39{,}90}{0{,}85 \,.381250} = 0{,}000123$

Bila $\frac{N_u}{\phi_b N_y} \leq 0.125$

$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}}\left[1 - 1.54\frac{N_u}{\phi_b N_y}\right] = \frac{1365}{\sqrt{250}}\left[1 - 1.54\frac{39{,}90}{0{,}85 \,.381250}\right]$

$= 86{,}313$

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Kapasitas penampang

Kapasitas lentur

$M_n = M_p = Z_x \,.\, f_y$

$= 3317 \,.\, 2500$

$= 8292500$ kg.cm

$\emptyset \,.\, M_n = 0{,}9 \,.\, 8292500 = 7463250$ kg.cm

$\emptyset \,.\, M_n \geq M_u$

7463250 kg.cm $\geq$ 1701199,91 kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{\emptyset \,.M_n} = \frac{1701199{,}91}{7463250} = 0{,}228$

Kapasitas geser

$V_n = min\,(V_p, 2\,\frac{M_p}{e})$

V_p = $0,6\ F_y\ (d-t_f)\ t_w$
= 0,6 . 2500 . (60,6 – 2) . 1,2
= 105480 kg

Link geser memiliki $e < 1.6\ \frac{M_p}{V_p} = 1,6\ .\ \frac{8292500}{104400} = 127,088$ cm

Diambil panjang link , e = 50 cm

$2\ \frac{M_p}{e} = 2\ .\ \frac{8292500}{50} = 331700$ kg

Maka

V_n = min (105480, 331700) = 104400 kg

$\emptyset . V_n$ = 0,9 . 105480 = 94932 kg

$\emptyset . V_n \geq V_u$

94932 kg ≥ 57522,06 kg (OK)

Rasio $\frac{V_u}{\emptyset\ .V_n} = \frac{57522,06}{94932} = 0,606$

- Sudut rotasi link

Δe = 4,372 mm

e = 50 cm < $1.6\ \frac{M_p}{V_p}$

maka γ_{maks} = 0,08 radian

$\Delta_m = Cd\ .\ \Delta e = 4\ .\ 4,372$ mm = 17,488 mm

$\gamma_p = \frac{L\ .\Delta_m}{e\ .h} = \left(\frac{6000}{500}\right)\ .\ \left(\frac{17,488}{4000}\right) = 0,0525$ radian

$\gamma_p < \gamma_{\ maks}$ (OK)

- Pengaku link

Pengaku ujung link-bracing

a) Lebar total pengaku

$b_1 + b_2 > (b_f - 2t_w)$ = 201 – 2 . 12 = 177 mm

digunakan $b_1 + b_2$ = 178 mm

b) Ketebalan pengaku

t > nilai terbesar dari ($0.75\ t_w$ atau 10 mm)

$0,75\ t_w$ = 0,75 . 12 = 9 mm

t > nilai terbesar dari (9 mm atau 10 mm)

t = 10 mm

c) Ketinggian pengaku

$h = d - 2t_f$

$h = 606 - 2 \cdot 20 = 566$ mm

Pengaku antara

a) Jarak antar pengaku

Untuk link $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$

Spasi pengaku interpolasi dari :

Untuk sudut rotasi link 0.08 rad :

$\leq \left(30t_w - \frac{d}{5}\right) = 30 \cdot 12 - \frac{606}{5} = 238{,}8$ mm

dan untuk sudut rotasi link ≤ 0.02 rad :

$\leq \left(52t_w - \frac{d}{5}\right) = 52 \cdot 12 - \frac{606}{5} = 502{,}8$ mm

Sudut rotasi link = 0,0525

$S = 238{,}8 + \left(\left(\frac{0{,}0525 - 0{,}08}{0{,}02 - 0{,}08}\right) \cdot (502{,}8 - 238{,}8)\right) = 359{,}8$ mm

$S \leq 359{,}8\ mm$

Digunakan S = 250 mm, sehingga jumlah yang digunakan 3 buah.

b) Ketinggian pengaku

$h = d - 2t_f$

$h = 606 - 2 \cdot 20 = 566$ mm (pada kedua sisi)

c) Lebar pengaku (1 sisi)

$b_1 \geq \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{202}{2} - 12 = 89$ mm

digunakan lebar $b_1 = 89$ mm

d) Ketebalan pengaku

$t >$ nilai terbesar dari ($0.75\ t_w$ atau 10 mm)

$0{,}75\ t_w = 0{,}75 \cdot 12 = 9$ mm

$t >$ nilai terbesar dari (9 mm atau 10 mm)

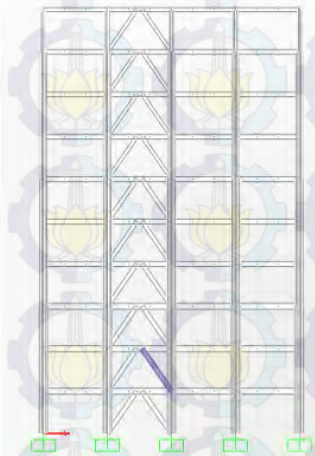
$t = 10$ mm

6.5.2 Kontrol Bracing

Frame 1018 lantai 2 (XZ plane, Y = 24000)

- Data profil :

d	= 440 mm	Ix	= 56100 cm^4
bf	= 300 mm	Iy	= 8110 cm^4
tw	= 11 mm	ix	= 18,9 cm
tf	= 18 mm	iy	= 7,18 cm
Ag	= 157,4 cm^2	Sx	= 2550 cm^3
r	= 24 mm	Sy	= 541 cm^3
h	= 356 mm	Zx	= 2728 cm^3
fy	= 250 Mpa	Zy	= 822 cm^3



Gambar 6. 5 Bracing EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000)

- Gaya dalam yang bekerja :

Gaya dalam yang bekerja pada bracing harus memperhitungkan nilai overstrength dengan Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.

Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*

Nu = - 157980,91 kg (tekan)
Nu = 148814,14 kg (tarik)

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{2 .18} = 8,33$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{440-2.(18+24)}{11} = 32,36$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen tekan

Angka kelangsingan penampang

$k_{cx} = k_{cy} = 1$

Terhadap sumbu x

$L_{kx} = L.1$
$= 4854,12$ mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$
$= \frac{4854,12}{189}$
$= 25,68$

Terhadap sumbu y

$L_{ky} = L.1$
$= 4854,12$ mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$
$= \frac{4854,12}{71,8}$
$= 67,6$

$\lambda = maks(\lambda_x , \lambda_y)$
$= \lambda_x = 67,6$

$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi} . 67,6 . \sqrt{\frac{250}{200000}}$

$= 0,76$

$0.25 < \lambda_c < 1,2$

$\omega_y = \frac{1,43}{1,6-0,67\ \lambda_{cy}}$

$= \frac{1,43}{1,6-0,67\ .0,76}$

$= 1,31$

$N_{ny} = A_g \frac{f_y}{\omega_y}$

$= 157,4 . \frac{2500}{1,31}$

$= 300160,7$ kg

$\emptyset N_n = 0,85\ N_n = 0,85 . 300160,7 = 255136,59$ kg

$\emptyset N_n > N_u$

255136,59 kg > 157980,91 kg (OK)

rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{157980,91}{255136,59} = 0,619$

- Analisa komponen tarik

$N_n = A_g . f_y = 157,4 . 2500 = 393500$ kg

$\emptyset_c N_n = 0,9 \times 393500 = 354150$ kg

$\emptyset_c N_n > N_u$

354150 kg > 148794,93kg (OK)

rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{148814,14}{354150} = 0,420$

6.5.3 Kontrol Balok Diluar Link

Frame 534 lantai 2 (XZ plane, Y=24000)

- Data profil :

d	: 606 mm	Ag	: 152,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 90400 cm^4
b	: 201 mm	Iy	: 2720 cm^4
tw	: 12 mm	Zx	: 3317 cm^3
tf	: 20 mm	Sx	: 2980 cm^3
r	: 22 mm		

- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi :

Gaya dalam yang bekerja pada balok diluar link harus memperhitungkan nilai overstrength Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.

Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*

M_u : -31320423,8 kg.mm = -3132042,38 kg.cm

V_u : -14960,41 kg

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{201}{2 .20} = 5{,}025$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43{,}5$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen lentur

L_b = 0

(dengan asumsi balok diluar link diberikan shear connector sepanjang bentang diluar link.)

L_p = 210 mm

L_r = 642 mm

$L_b < L_p$

Maka

$M_n = M_p = Z_x . f_y = 3317 . 2500 = 8292500$ kg.cm

$Ø . M_n$ = 0,9 . 8292500 = 7463250 kg.cm

$Ø . M_n > M_u$

7463250 kg.cm > 3132042,38 kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{\emptyset M_n}$ $= \frac{3132042,38}{7463250}$ = 0,420

- Analisa komponen geser

$$\frac{h}{t_W} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

Dimana

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{2750}{522}\right)^2} = 5,18$$

$$\frac{522}{12} \leq 1.10\sqrt{\frac{5,18 .200000}{250}}$$

43,5 $\leq$ 70,81

Maka penampang plastis, dimana :

V_n $= 0,6 . f_y . A_w$

$= 0,6 . 2500 . (60,6 . 1,2)$

$=109080$ kg

$\emptyset V_n$ $= 0,9 . 109080 = 98172$ kg

$\emptyset V_n > V_u$

98172 kg > 14960,41 kg (OK)

rasio $\frac{V_u}{\emptyset V_n}$ $= \frac{14960,41}{98172}$ = 0,152

- Kontrol interaksi geser lentur

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

$0,420 + 0,625 .0,152 \leq 1,375$

0,515 $\leq$ 1,375 (OK)

6.5.4 Kontrol Kolom

Frame 459 lantai 1 (XZ plane, Y = 24000)

- Data profil :

h	: 800 mm	r	: 28 mm
b	: 300 mm	i_x	: 23,83 cm
tw	: 14 mm	i_y	: 24,27 cm
tf	: 26 mm	A_g	: 534,8 cm^2

I_x	: 303700 cm^4	Z_x	: 7592,5 cm^3
I_y	: 315027 cm^4	Z_y	: 7740,2 cm^3

- Gaya dalam yang bekerja :

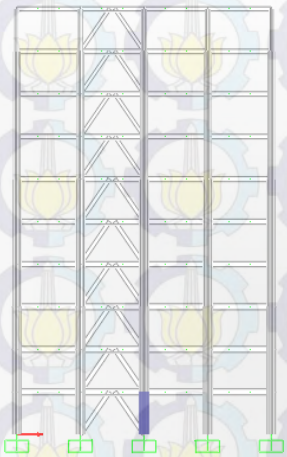
Kombinasi :

Akibat beban gravitasi : *1,2 DL + 0,5LL + Ω EX*

N_u = - 623489,50 kg

M_{ux} = - 49602903 kg.mm = - 4960290,3 kg.cm

M_{uy} = -15414547,3 kg.mm = -1541454,73 kg.cm



Gambar 6. 6 Kolom EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000)

- Analisa komponen tekan

<u>Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan balok</u>

a) Arah X

Join atas (lantai 1) arah x bangunan

Kolom		I_{c2}	= I_{xc} = 303700 cm^4
L_{c1}	= 4000 mm (atas)	Balok	
L_{c2}	= 4000 mm (bawah)	L_{b1}	= 6000 mm (kanan)
I_{c1}	= I_{xc} = 303700 cm^4	L_{b2}	= 6000 mm (kanan)

I_{b1} = I_{xb} = 90400 cm^4 I_{b2} = I_{xb} = 90400 cm^4

$$G_{Ax} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{303700}{400}+\frac{303700}{400}}{\frac{90400}{600}+\frac{90400}{600}} = 5{,}039$$

Join bawah (dasar) arah x bangunan.

G_{Bx} = 1 (perletakan jepit)

b) Arah Y

Join atas (lantai 1) arah y bangunan

Kolom		Balok	
L_{c1}	= 4000 mm (atas)	L_{b1}	= 6000 mm (kanan)
L_{c2}	= 4000 mm (bawah)	L_{b2}	= -
I_{c1}	= I_{yc} = 315027 cm^4	I_{b1}	= I_{xb} = 90400 cm^4
I_{c2}	= I_{yc} = 315027 cm^4	I_{b2}	= -

$$G_{Ay} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{315027}{400}+\frac{315027}{400}}{\frac{90400}{600}} = 10{,}454$$

Join bawah (dasar) arah y bangunan

G_{By} = 1 (perletakan jepit)

<u>Analisa struktur tak bergoyang</u>

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 0,84

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 0,86

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 0,84

= 3360 mm

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$$

$$= \frac{3360}{238{,}3}$$

= 14,10

Terhadap sumbu y

L_{ky} = 4000 . 0,86
= 3440 mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$
$= \frac{3440}{242,7}$
= 14,17

λ = *maks* (λ_x , λ_y) =λ_x =14,17

$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$
$= \frac{1}{\pi}$. 14,17. $\sqrt{\frac{250}{200000}}$
= 0,16

λ_x < *0,25*

ω_x = 1

$N_{nbx} = A_g \frac{f_y}{\omega_x}$
=534,8 . $\frac{2500}{1}$
= 1337000 kg

maka

N_{nb} = 1337000 kg

Analisa struktur bergoyang

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 1,68

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 1,9

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 1,68
= 6720 mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$

$= \frac{6720}{238,3}$

$= 28,20$

Terhadap sumbu y

L_{ky} = 4000 . 1,9

= 6800 mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$

$= \frac{6800}{242,7}$

$= 28,018$

$\lambda = \lambda_{maks} = \lambda_x = 28,20$

$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi} . 28,20 . \sqrt{\frac{250}{200000}}$

$= 0,317$

$0,25 < \lambda_x < 1,2$

$\omega_x = \frac{1,43}{1,6-0,67\ \lambda_{cx}}$

$= \frac{1,43}{1,6-0,67\ .0,317}$

$= 1,031$

$N_{nsx} = A_g \frac{f_y}{\omega_x}$

$= 534,8 . \frac{2500}{1,031}$

= 1297142,153 kg

N_{ns} = 1297142,153 kg

∴ Maka $N_n = min\ (N_{nb}, N_{ns})$ = 1297142,153 kg

Rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{623489,50}{0,85\ .1297142,153} = 0,565$

- Analisa komponen lentur

Kontrol tekuk lokal

<u>Sayap</u>

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{2 .26} = 5{,}77$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{(800-2.(26+28)}{14} = 49{,}4$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal. Sehingga $M_n = M_p$.

Kontrol tekuk lateral

L_b = 4000 m

$L_p = 1{,}76 \, . \, i_{min} \, . \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}76 \, . \, 238{,}3 \, . \sqrt{\frac{200000}{250}} = 11862$ mm

Maka didapat $M_n = M_p$.

$M_{nx} = Z_x \, . \, f_y$

$= 7593 \, . \, 2500$

$= 18982500$ kg.cm

$M_{ny} = Z_y \, . \, f_y$

$= 7741 \, . \, 2500$

$= 19352500$ kg.cm

Rasio $\frac{M_{ux}}{\emptyset M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset M_{ny}} = \frac{4960290{,}3}{0{,}9 \, .18982500} + \frac{1541454{,}73}{0{,}9 \, .19352500} = 0{,}379$

- Analisa interaksi

Rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = 0{,}640 \geq 0{,}2$

Maka dipakai perumusan interaksi 1

$\frac{N_u}{\emptyset_n \, N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b \, M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b \, M_{ny}} \right) \leq 1.0$

$0{,}565 + \frac{8}{9} \, (0{,}379) \leq 1.0$

$0{,}902 \leq 1.0$ (OK)

6.6 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted Y

6.6.1 Kontrol Link

Frame 1009 lantai 2 (XZ plane, Y=0)

- Data profil :

d	: 612 mm	Ag	: 166,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 103000 cm^4
b	: 202 mm	Iy	: 3180 cm^4
tw	: 13 mm	Zx	: 3778 cm^3
tf	: 23 mm	Sx	: 3380 cm^3
r	: 22 mm		

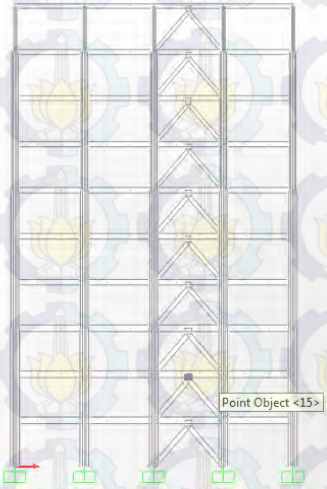
- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi *1,2 DL + 0,5LL + EX*

M_u : 41270442,66 kg.mm = 4127044,266 kg.cm

V_u : 82523,30 kg

N_u : -6484,95 kg



Gambar 6. 7 Link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0)

- Cek kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{202}{2\ .\ 23} = 4{,}36$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{13} = 37{,}29$

N_u = - 6462,97 kg

$N_y = A_g\ .\ f_y$ = 166,5 . 2500 = 416250 kg

$\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} = \frac{6484{,}95}{0{,}85\ .\ 416250} = 0{,}0183$

Bila $\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} \leq 0{,}125$

$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}}\left[1 - 1{,}54\frac{N_u}{\emptyset_b N_y}\right] = \frac{1365}{\sqrt{250}}\left[1 - 1{,}54\frac{6484{,}95}{0{,}85\ .\ 416250}\right]$

= 83,90

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Kapasitas penampang

Kapasitas lentur

$M_n = M_p = Z_x\ .\ f_y$

= 3778 . 2500

= 9445000 kg.cm

$\emptyset\ .\ M_n$ = 0,9 . 9445000 = 8500500 kg.cm

$\emptyset\ .\ M_n \geq M_u$

8500500 kg.cm $\geq$ 4127044,266 kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{\emptyset\ .M_n} = \frac{4127044{,}266}{8500500} = 0{,}485$

Kapasitas geser

$V_n = min\ (V_p,\ 2\ \frac{M_p}{e})$

$V_p = 0{,}6\ F_y\ (d\text{-}t_f)\ t_w$

= 0,6 . 2500 . (61,2 – 2,3) . 1,3

= 114855 kg

Link geser memiliki $e_s < 0{,}8\ (1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$

Dimana $\alpha = \frac{M_{\min\ end}}{M_{maks\ end}}$

e = 0,8 $(1 + \frac{0.00000004602}{4127044,266}) \frac{9445000}{114855}$ = 65,78 cm

Diambil panjang link , e = 50 cm

$2\ \frac{M_p}{e} = 2\ .\frac{9445000}{50}$ = 377800 kg

Maka

V_n = min (114855, 377800) = 114855 kg

$Ø.V_n$ = 0,9 . 114855 = 103369,5 kg

$Ø.V_n \geq V_u$

103369,5 kg ≥ 82523,30 kg (OK)

Rasio $\frac{V_u}{Ø\ .V_n} = \frac{82523,30}{103369,5}$ = 0,798

- Sudut rotasi link

Δe = 6,57557 – 4,95094 mm = 1,62463 mm

e = 50 cm $< 0{,}8\ (1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$

maka γ_{maks} = 0,08 radian

$\Delta_m = Cd\ .\ \Delta e$ = 4 . 1,62463 mm = 6,49852 mm

$\gamma_p = \frac{\Delta_m}{e} = \left(\frac{6,499852}{500}\right)$ = 0,012997 radian

$\gamma_p < \gamma_{\ maks}$ (OK)

- Pengaku link

<u>Pengaku antara</u>

a) Jarak antar pengaku

Untuk link $e < 0{,}8\ (1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$

Untuk sudut rotasi link ≤ 0.02 rad :

$\leq \left(52t_w - \frac{d}{5}\right)$ = 52 . 13 - $\frac{612}{5}$ = 553,6 mm

Sudut rotasi link = 0,013335 radian

Digunakan S = 500 mm, sehingga jumlah yang digunakan 2 buah.

b) Ketinggian pengaku
$h = d - 2t_f$
h = 612 – 2 . 23 = 566 mm (pada kedua sisi)

c) Lebar pengaku (1 sisi)
$b_1 \geq \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{202}{2} - 13 = 88$ mm
digunakan lebar b_1 = 88 mm
d) Ketebalan pengaku
t > nilai terbesar dari (*0,75* t_w atau 10 mm*)*
0,75 t_w = 0,75 . 13 = 9,75 mm
t > nilai terbesar dari (9,75 mm atau 10 mm*)*
t = 10 mm

6.6.2 Kontrol Bracing

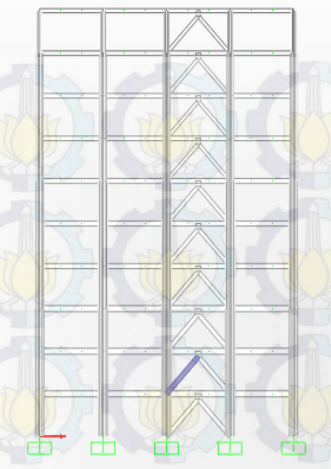
Frame 1076 lantai 2 (XZ plane, Y = 0)

- Data profil :

d	= 440 mm	Ix	= 56100 cm^4
bf	= 300 mm	Iy	= 8110 cm^4
tw	= 11 mm	ix	= 18,9 cm
tf	= 18 mm	iy	= 7,18 cm
Ag	= 157,4 cm^2	Sx	= 2550 cm^3
r	= 24 mm	Sy	= 541 cm^3
h	= 356 mm	Zx	= 2728 cm^3
fy	= 250 Mpa	Zy	= 822 cm^3

- Gaya dalam yang bekerja :

Gaya dalam yang bekerja pada bracing harus memperhitungkan nilai overstrength dengan Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.
Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*
Nu = -131608,47 kg (tekan)
Nu = 122565,40 kg (tarik)



Gambar 6. 8 Bracing EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y = 0)

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{2 .18} = 8{,}33$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{356}{11} = 32{,}36$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen tekan

Angka kelangsingan penampang

$k_{cx} = k_{cy} = 1$

Terhadap sumbu x

L_{kx} = $L.1$
= 4609,77 mm

λ_x = $\frac{L_{kx}}{i_x}$
= $\frac{4609,77}{189}$
= 24,39

λ = $maks(\lambda_x , \lambda_y)$
= λ_x = 64,2

λ_c = $\frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$
= $\frac{1}{\pi}$. 64,2 . $\sqrt{\frac{250}{200000}}$
= 0,72

$0.25 < \lambda_c < 1,2$

ω_y = $\frac{1,43}{1,6-0,67\ \lambda_{cy}}$
= $\frac{1,43}{1,6-0,67\ .0,72}$
= 1,28

N_{ny} = $A_g \frac{f_y}{\omega_y}$
= 157,4 . $\frac{2500}{1,28}$
= 307535,38 kg

$\emptyset N_n$ = $0,85\ N_n$ = 0,85 . 307535,38 = 261405 kg

$\emptyset N_n$ > N_u

261405 kg > 131608,47 kg (OK)

rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n}$ = $\frac{131608,47}{261405}$ = 0,503

Terhadap sumbu y

L_{ky} = $L.1$
= 4609,77 mm

λ_y = $\frac{L_{ky}}{i_y}$
= $\frac{4609,77}{71,8}$
= 64,20

- Analisa komponen tarik

N_n = $A_g . f_y$ = 157,4 . 2500 = 393500 kg

$\emptyset_c N_n$ = 0,9 × 393500 = 354150 kg

$\emptyset_c N_n$ > N_u

354150 kg > 122565,40 kg (OK)

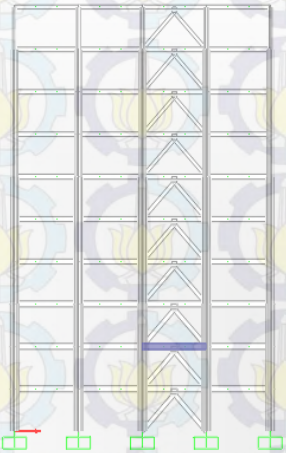
rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n}$ $= \frac{122565,40}{354150} = 0,346$

6.6.3 Kontrol Balok Diluar Link

Frame 85 lantai 2 (XZ plane, Y = 0)

- Data profil :

d	: 606 mm	Ag	: 152,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 90400 cm^4
b	: 201 mm	Iy	: 2720 cm^4
tw	: 12 mm	Zx	: 3317 cm^3
tf	: 20 mm	Sx	: 2980 cm^3
r	: 22 mm		



Gambar 6. 9 Balok diluar link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0)

- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi :

Gaya dalam yang bekerja pada balok diluar link harus memperhitungkan nilai overstrength Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.

Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*

M_u : - 43883894 kg.mm = - 4388389,4 kg.cm
V_u : -23199,18 kg

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{201}{2 .20} = 5{,}025$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43{,}5$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen lentur

$L_b = 0$

(dengan asumsi balok yang terhubung dengan link diberikan shear connector sepanjang bentang.)

L_p = 210 mm
L_r = 642 mm
$L_b < L_p$

Maka

$M_n = M_p = Z_x . f_y = 3317 . 2500 = 8292500$ kg.cm

$Ø . M_n = 0{,}9 . 8292500 = 7463250$ kg.cm

$Ø . M_n > M_u$

7463250 kg.cm > 4388389,4kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{ØM_n} = \frac{4388389{,}4}{7463250} = 0{,}588$

- Analisa komponen geser

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$

Dimana

$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{3000}{522}\right)^2} = 5{,}15$

$\frac{522}{12} \leq 1.10\sqrt{\frac{5{,}15 \,.200000}{250}}$

$43{,}5 \leq 70{,}61$

Maka penampang plastis, dimana :

V_n $= 0{,}6 \,.\, f_y \,.\, A_w$

$= 0{,}6 \,.\, 2500 \,.\, (60{,}6 \,.\, 1{,}2)$

$=109080$ kg

$\emptyset V_n$ $= 0{,}9 \,.\, 109080 = 98172$ kg

$\emptyset V_n > V_u$

98172 kg $> 23199{,}18$ kg (OK)

rasio $\frac{V_u}{\emptyset V_n} = \frac{23199{,}18}{98172} = 0{,}236$

- Kontrol interaksi geser lentur

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

$0{,}588 + 0{,}625 \,.\, 0{,}236 \leq 1{,}375$

$0{,}7355 \leq 1{,}375$ (OK)

6.6.4 Kontrol Kolom

Frame 9 lantai 1 (XZ plane, Y = 0)

- Data profil :

h	: 800 mm	i_y	: 24,27 cm
b	: 300 mm	A_g	: 534,8 cm^2
tw	: 14 mm	I_x	: 303700 cm^4
tf	: 26 mm	I_y	: 315027 cm^4
r	: 28 mm	Z_x	: 7592,5 cm^3
i_x	: 23,83 cm	Z_y	: 7740,2 cm^3

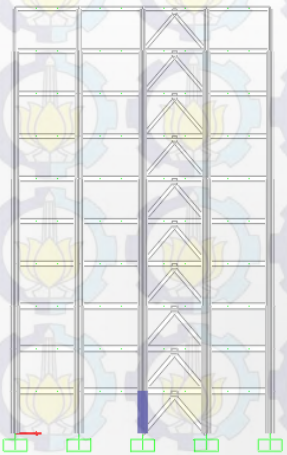
- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi :

Akibat beban gravitasi : *1,2 DL + 0,5LL + Ω EX*

N_u = -628710,98 kg

M_{ux} = 55815168,87 kg.mm = 5581516,887 kg.cm
M_{uy} = 18628288,52 kg.mm = 1862828,852 kg.cm



Gambar 6. 10 Kolom EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y=0)

- Analisa komponen tekan

Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan balok

a) Arah X

Join atas (lantai 1) arah x bangunan

Kolom

L_{c1} = 4000 mm (atas)
L_{c2} = 4000 mm (bawah)
I_{c1} = I_{xc} = 303700 cm^4
I_{c2} = I_{xc} = 303700 cm^4

Balok

L_{b1} = 6000 mm (kanan)
L_{b2} = 6000 mm (kiri)
I_{b1} = I_{xb} = 90400 cm^4
I_{b2} = I_{xb} = 90400 cm^4

$G_{Ax} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{303700}{400} + \frac{303700}{400}}{\frac{90400}{600} + \frac{90400}{600}} = 5{,}039$

Join bawah (dasar) arah x bangunan.

G_{Bx} = 1 (perletakan jepit)

b) Arah Y

Join atas (lantai 1) arah y bangunan

Kolom		Balok	
L_{c1}	= 4000 mm (atas)	L_{b1}	= 6000 mm (kanan)
L_{c2}	= 4000 mm (bawah)	L_{b2}	= -
I_{c1}	$= I_{yc} = 315027$ cm^4	I_{b1}	$= I_{xb} = 90400$ cm^4
I_{c2}	$= I_{yc} = 315027$ cm^4	I_{b2}	= -

$G_{Ay} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{315027}{400} + \frac{315027}{400}}{\frac{90400}{600}} = 10{,}454$

Join bawah (dasar) arah y bangunan

G_{By} = 1 (perletakan jepit

<u>Analisa struktur tak bergoyang</u>

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 0,84

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 0,86

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 0,84

= 3360 mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$

$= \frac{3360}{238{,}3}$

= 14,10

Terhadap sumbu y

L_{ky} = 4000 . 0,84

= 3440 mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$

$= \frac{3440}{242,7}$

= 14,17

λ = *maks* (λ_x , λ_y) = λ_x = 14,17

$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi}.14,17.\sqrt{\frac{250}{200000}}$

= 0,165

$\lambda_x < 0,25$

ω_x = 1

$N_{nbx} = A_g \frac{f_y}{\omega_x}$

$= 534,8 . \frac{2500}{1}$

= 1337000 kg

maka

N_{nb} = 1337000 kg

Analisa struktur bergoyang

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 1,68

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 1,9

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 1,68

= 6720 mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$

$= \frac{6720}{238,3}$

$= 28,20$

Terhadap sumbu y

L_{ky} $= 4000 \,.\, 1,9$

$= 6800$ mm

λ_y $= \frac{L_{ky}}{i_y}$

$= \frac{6800}{242,7}$

$= 28,018$

λ $= \lambda_{maks} = \lambda_x = 28,20$

λ_c $= \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi} . 28,20 . \sqrt{\frac{250}{200000}}$

$= 0,317$

$0,25 < \lambda_x < 1,2$

ω_x $= \frac{1,43}{1,6-0,67\ \lambda_{cx}}$

$= \frac{1,43}{1,6-0,67\ .0,317}$

$= 1,031$

N_{nsx} $= A_g \frac{f_y}{\omega_x}$

$= 534,8 . \frac{2500}{1,031}$

$= 1297142,153$ kg

N_{ns} $= 1297142,153$ kg

$\therefore$ Maka $N_n = min\ (N_{nb}, N_{ns})$ $= 1297142,153$ kg

Rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{628710,98}{0,85\ .1297142,153}$ $= 0,570$

- Analisa komponen lentur

Kontrol tekuk lokal

<u>Sayap</u>

λ_f $= \frac{b}{2t_f}$ $= \frac{300}{2\ .26}$ $= 5,77$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{(800-2.(26+28)}{14} = 49{,}4$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal. Sehingga $M_n = M_p$.

Kontrol tekuk lateral

L_b = 4000 m

$L_p = 1{,}76 \,.\, i_{min} \,.\, \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}76 \,.\, 238{,}3 \,.\, \sqrt{\frac{200000}{250}} = 11862$ mm

Maka didapat $M_n = M_p$.

$M_{nx} = Z_x \,.\, f_y$

$= 7593 \,.\, 2500$

$= 18982500$ kg.cm

$M_{ny} = Z_y \,.\, f_y$

$= 7741 \,.\, 2500$

$= 19352500$ kg.cm

Rasio $\frac{M_{ux}}{\emptyset M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset M_{ny}} = \frac{5581516{,}887}{0{,}9 \,.\, 18982500} + \frac{1862828{,}852}{0{,}9 \,.\, 19352500} = 0{,}434$

- Analisa interaksi

Rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = 0{,}570$

Maka dipakai perumusan interaksi 1

$\frac{N_u}{\emptyset_n \, N_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b \, M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b \, M_{ny}}\right) \leq 1.0$

$0{,}570 + \frac{8}{9}\,(0{,}434) \leq 1.0$

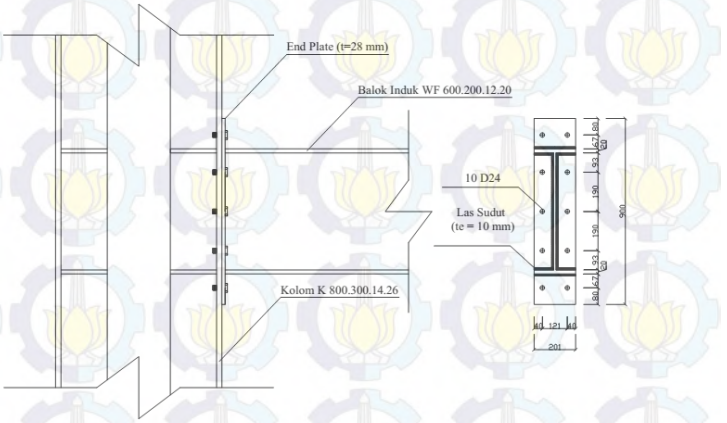
$0{,}955 \leq 1.0$ (OK)

"Halaman Ini Sengaja dikosongkan"

BAB VII
PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior

7.1.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior pada EBF Inverted V



Gambar 7. 1 Sambungan balok-kolom eksterior EBF Inverted V

Sambungan direncanakan menggunakan end-plate.
Frame 79, XZ Plane pada Y=0 lantai 3, dengan kombinasi 1,2DL+0,5LL+2EX.
Gaya dalam dari hasil output SAP sesuai lampiran:
Mu = -4948360,7 kg.cm
Vu = -18584,95 kg

a) Perencanaan Sambungan Las
Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut
   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.
   $\emptyset f_n = 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, F_{E70xx}$

= 0,75 . 0,6 . 70 . 70,3
= 2214,45 kg/cm^2

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang
Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur

- Tegangan akibat Beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

A = 2($t_{e\ badan}$. d_1) + 2($t_{e\ sayap}$. b_1) + 4($t_{e\ sayap}$. b_2)
= 2(10 . 566) + 2(10 . 201) + 4(10 . 84,5)
= 18720 mm^2 = 187,2 cm^2

Maka

$f_v = \frac{18584,95}{187,2}$

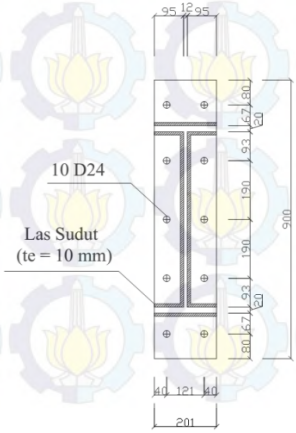
= 99,28 kg/cm^2

- Tegangan akibat Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y\ max}$



Gambar 7. 2 Detail Las Endplate 1

I_x $= 2\left(\frac{1}{12} . t_{ebadan} . {d_1}^3\right) +$

$2 \left(\frac{1}{12} . b_1 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_1 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$+$

$4 \left(\frac{1}{12} . b_2 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_2 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$=2\left(\frac{1}{12} .10. 566^3\right)+$

$2\left(\frac{1}{12} . 201. 10^3\ 201.10. \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) \quad +$

$4\left(\frac{1}{12} . 84{,}5. 10^3 + 84{,}5.10. \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$

$= 1004257760\ mm^4 \quad = 100425{,}7760\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$= 3314{,}38\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4948360{,}7}{3314{,}38}$

$= 1493\ kg/cm^2$

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(99{,}28)^2 + (1493)^2}$

$= 1496{,}30\ kg/cm^2$

3. Perencanaan tebal las efektif

Tebal efektif akibat tegangan total :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} . 1\ cm = \frac{1496{,}30}{2214{,}45} . 1\ cm = 0{,}677\ cm$

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}677}{0{,}707} = 0{,}958\ cm$ (dipakai 10 mm)

Hasil perhitungan tebal las efektif diatas harus mempertimbangkan batasan tebal las dengan nilai sebagai berikut:

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_w$

$= 0{,}707 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 12$

$= 7{,}068$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max} = 1{,}41 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_f$

$= 1{,}41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 20$

$= 23{,}50$ mm

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$

maka dipakai a = 10 mm.

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

   Tipe baut : Tumpu

   Diameter : 24 mm (A = 4,52cm^2)

   f_u^b : 5000 kg/cm^2

   r_1 : 0,5

   m : 1

   Tebal plat : 28 mm

   Kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

   Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

   Kuat nominal geser baut

   $V_d = \emptyset . r_1 . f_u^b . A_b . m$

   $= 0{,}75 \cdot 0{,}5 \cdot 5000 \cdot 4{,}52 \cdot 1$

   $= 8475$ kg

Kuat nominal tumpu baut

$R_d = Ø \,.2{,}4\,.\, d_b . t_p . f_u$

$= 0{,}75\,.\,2{,}4\,.\,2{,}4\,.\,2{,}6\,.\,4100$

$= 46051{,}2$ kg

$V_d < R_d$ maka dipakai $V_n = 8475$ kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{18584{,}95}{10}$

$= 1858{,}49$ kg

$V_u < V_n$

1858,49 kg < 8475 kg (OK)

Selain gaya geser pada baut, perlu dikonrol pula tegangan geser yang terjadi pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n\,.A_b} < Ø . r_1 . f_u^b . m$

$= \frac{18584{,}95}{10.4{,}52} < 0{,}75\,.\,0{,}5\,.\,5000\,.\,1$

$= 411{,}17$ kg/cm^2 < 1875 kg/cm^2 (OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat rencana tarik baut diambil nilai terkecil dengan mempertimbangkan nilai kekuatan baut saat kondisi murni tarik dan akibat interaksi geser dan tarik.

Kuat nominal tarik baut kondisi murni tarik

$T_{d\,ulir} = Ø . 0{,}75 . f_u^b . A_b$

$= 0{,}75\,.\,0{,}75\,.\,5000\,.\,4{,}52$

$= 12712{,}5$ kg

Kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = Ø f_t\,.A_b$

Dimana nilai f_t :

$f_t = 1{,}3\, f_u{}^b - 1{,}5\,.\,f_{uv} < f_u{}^b$

$= 1{,}3\,.\,5000 - 1{,}5\,.\,411{,}17 < 5000$ kg/cm^2

$= 5883{,}24$ kg/cm^2 > 5000 kg/cm^2

Maka dipakai f_t = 5000 kg/cm^2

T_d = $\emptyset f_t$. A_b

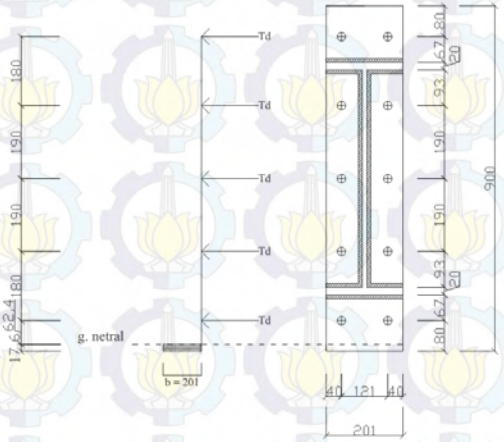
= 0,75 . 5000 . 4,52

= 16950 kg

$T_{d\ ulir} < T_d$

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 12712,5 kg

5. Kontrol momen



Gambar 7. 3 Detail Sambungan Baut Endplate 1

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

a = $\frac{\sum T}{b\ .f_y}$

= $\frac{10\ .12712,5}{20,1\ .2500}$

= 2,53 cm < S_1= 8 cm (asumsi benar)

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$\emptyset M_n$ = $\frac{0,9\ .f_{yp}\ .a^2.b}{2} + \sum T\ .\ d$

= $\frac{0,9\ .2500\ .2,53^2.20,1}{2}$ +

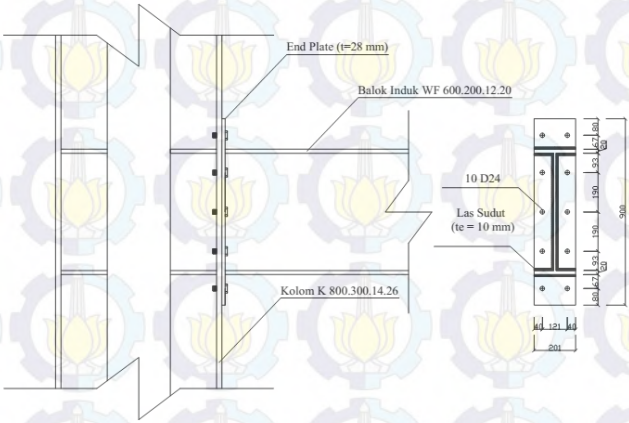
$2.12712,5.(5,47 + 23,47 + 42,47 + 61,47 + 79,47)$

= 5543739 kg.cm

$\emptyset M_n$ > M_u

5543739 kg.cm > 4948360,7 kg.cm (OK)

7.1.2 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior pada EBF Inverted Y



Gambar 7. 4 Sambungan balok-kolom eksterior EBF Inverted Y

Sambungan direncanakan menggunakan end-plate.

Frame 532, XZ plane Y=0 lantai 3, dengan kombinasi 1,2DL+0,5LL+2EX.

Gaya dalam dari hasil output SAP sesuai lampiran:

Mu = -4582617 kg.cm

Vu = -9997,25 kg

a) Perencanaan sambungan Las

Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

$\emptyset f_n$ = *0,75 . 0,6 .* F_{E70xx}

= 0,75 . 0,6 . 70 . 70,3

$= 2214{,}45 \text{ kg/cm}^2$

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang

Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur

- Tegangan akibat Beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

$A = 2(t_{e\ badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\ sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\ sayap} \cdot b_2)$

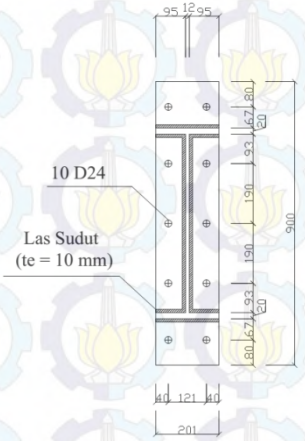
$= 2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 201) + 4(10 \cdot 84{,}5)$

$= 18720 \text{ mm}^2 = 187{,}2 \text{ cm}^2$

Maka

$f_v = \frac{9997{,}25}{187{,}2}$

$= 53{,}4 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 7. 5 Detail Las Endplate 2

- Tegangan akibat Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y\ max}$

I_x $= 2\left(\frac{1}{12} . t_{ebadan} . {d_1}^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12} . b_1 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_1 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right) +$

$4\left(\frac{1}{12} . b_2 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_2 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$= 2\left(\frac{1}{12} . 10 . 566^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12} . 201 . 10^3 + 201 . 10 . \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) +$

$4\left(\frac{1}{12} . 84{,}5 . 10^3 + 84{,}5 . 10 . \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$

$= 1004257760\ mm^4 \quad = 100425{,}7760\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$= 3314{,}38\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4582617}{3314{,}38}$

$= 1382{,}65\ kg/cm^2$

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(53{,}4)^2 + (1382{,}65)^2}$

$= 1383{,}64\ kg/cm^2$

3. Perencanaan tebal las efektif

Tebal efektif akibat tegangan total:

$t_e = \frac{f total}{\emptyset f_n} = \frac{1383{,}64}{2214{,}45} . 1\ cm = 0{,}62\ cm$

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}62}{0{,}707} = 0{,}884\ cm$ (dipakai 9 mm)

Hasil perhitungan tebal las efektif diatas harus mempertimbangkan batasan tebal las dengan nilai sebagai berikut:

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max}$ $= 0{,}707 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_w$

$= 0{,}707 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 12$

$= 7{,}068$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max}$ $= 1{,}41 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_f$

$= 1{,}41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} .20$

$= 23{,}50$ mm

$a_{eff\text{-}max}$ $> a_{perlu}$

maka dipakai $a_{eff} = 9$ mm.

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

Tipe baut : Tumpu

Diameter : 24 mm (A = 4,52cm^2)

f_u^b : 5000 kg/cm^2

r_1 : 0,5

m : 1

Tebal plat : 28 cm

Menggunakan tipe sambungan endpalte dan kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

Kuat nominal geser baut

$V_d = \emptyset . r_1 . f_u^b . A_b . m$

$= 0{,}75 \cdot 0{,}5 \cdot 5000 \cdot 4{,}52 \cdot 1$

$= 8475$ kg

Kuat nominal tumpu baut

R_d $= Ø \,.2{,}4\,.\, d_b . t_p . f_u$

$= 0{,}75\,.\,2{,}4\,.\,2{,}4\,.\,2{,}6\,.\,4100$

$= 46051{,}2$ kg

$V_d < R_d$ maka dipakai $V_n = 8475$ kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{9997{,}25}{10}$

$= 999{,}725$ kg

$V_u < V_d$

$999{,}725$ kg < 8475 kg (OK)

Selain itu perlu dikonrol tegangan geser pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n\,.A_b}$ $< Ø . r_1 . f_u^b . m$

$= \frac{9997{,}25}{10\,.\,4{,}52}$ $< 0{,}75\,.\,0{,}5\,.\,5000\,.\,1$

$= 221{,}18$ kg/cm^2 < 1875 kg/cm^2 (OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat nominal tarik baut kondisi murni tarik

$T_{d\,ulir} = Ø . 0{,}75 . f_u^b . A_b$

$= 0{,}75\,.\,0{,}75\,.\,5000\,.\,4{,}52$

$= 12712{,}5$ kg

Kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = Ø f_t\,.A_b$

Dimana nilai f_t :

$f_t = 1{,}3\, f_u^{\,b} - 1{,}5\,.\,f_{uv}$ $< f_u^{\,b}$

$= 1{,}3\,.\,5000 - 1{,}5\,.\,221{,}18$ < 5000 kg/cm^2

$= 6168{,}23$ kg/cm^2 > 5000 kg/cm^2

Maka dipakai $f_t = 5000$ kg/cm^2

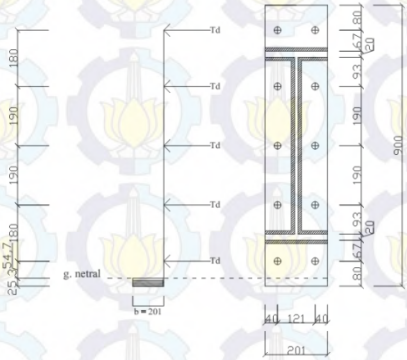
$T_d = Ø f_t\,.A_b$ $< T_{d\,ulir}$

$= 0{,}75\,.\,5000\,.4{,}52$ $< 12712{,}5$ kg

$= 16950$ kg $> 12712{,}5$ kg

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 12712,5 kg

5. Kontrol momen



Gambar 7. 6 Detail Sambungan Baut Endplate 2

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

$a = \frac{\sum T}{b \,.f_y}$

$= \frac{10\,.\ 12712,5}{20,1\,.2500}$

= 2,53 cm $< S_1 = 8$ cm (asumsi benar)

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$\emptyset M_n = \frac{0,9\,.f_{yp}\ .a^2.b}{2} + \sum T\,.\,d$

$= \frac{0,9\,.2500.2,53^2.20,1}{2} +$

$2.12712,5.(5,47 + 23,47 + 42,47 + 61,47 + 79,47)$

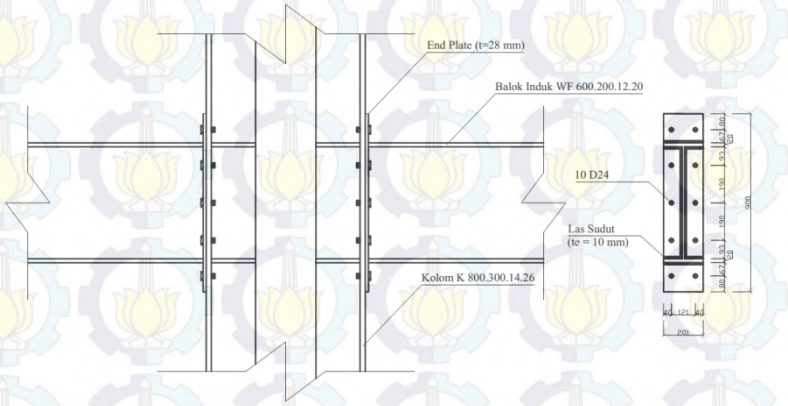
= 5543739 kg.cm

$\emptyset M_n > M_u$

5543739 kg.cm > 4582617 kg.cm (OK)

7.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior

7.2.1 Sambungan Balok dan Kolom Interior pada EBF Inverted V



Gambar 7. 7 Sambungan Balok-Kolom Interior EBF Inverted V

Sambungan direncanakan menggunakan tipe end-plate.
Frame 81, XZ Plane pada Y=0 lantai 3, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.
Gaya dalam dari hasil output SAP:
Mu = -4747504,3 kg.cm
Vu = -16877,23 kg

a) Perencanaan sambungan Las

Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

   Kuat nominal

   $\emptyset f_n = 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, F_{E70xx}$

   $= 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, 70 \,.\, 70{,}3$

   $= 2214{,}45 \text{ kg/cm}^2$

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang
   Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur.
   - Tegangan akibat beban geser sentris

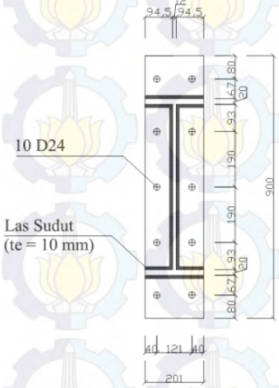
$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

A $= 2(t_{e\ badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\ sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\ sayap} \cdot b_2)$
$= 2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 201) + 4(10 \cdot 84{,}5)$
$= 18720\ mm^2 \quad = 187{,}2\ cm^2$

Maka

$f_v = \frac{16877{,}23}{187{,}2}$
$= 90{,}16\ kg/cm^2$



Gambar 7. 8 Detail Las Endplate 3

   - Tegangan akibat Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y\ max}$

$I_x = 2\left(\frac{1}{12} \cdot t_{ebadan} \cdot {d_1}^3\right) +$

$$2\left(\frac{1}{12}.b_1.t_{e\ sayap}{}^3 + b_1.t_{e\ sayap}.\left(\frac{t_{e\ sayap}+d}{2}\right)^2\right)+$$

$$4\left(\frac{1}{12}.b_2.t_{e\ sayap}{}^3 + b_2.t_{e\ sayap}.\left(\frac{t_{e\ sayap}+d}{2}\right)^2\right)$$

$$= 2\left(\frac{1}{12}.10.566^3\right) +$$

$$2\left(\frac{1}{12}.201.10^3 + 201.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) +$$

$$4\left(\frac{1}{12}.84{,}5.10^3 + 84{,}5.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$$

$= 1004257760\ mm^4 \quad = 100425{,}7760\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$= 3314{,}38\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4747504{,}3}{3314{,}38}$

$= 1432{,}39\ kg/cm^2$

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(90{,}16)^2 + (1432{,}39)^2}$

$= 1435{,}23\ kg/cm^2$

3. Perencanaan Tebal Las Efektif

Tebal efektif akibat tegangan total ultimate :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} = \frac{1435{,}23}{2214{,}45}$. 1 cm = 0,648 cm

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}648}{0{,}707}$ = 0,918 cm (dipakai 10 mm)

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_w$

$= 0{,}707 . \frac{4100}{70 . 70{,}33} . 12$

$= 7{,}068$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max}$ = 1,41. $\frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_f$

= 1,41 . $\frac{4100}{70 . 70{,}33}$ .20

= 23,50 mm

$a_{eff\text{-}max}$ > a_{perlu}

maka dipakai a = 10 mm.

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

Tipe baut : Tumpu

Diameter : 24 mm (A = 4,52 cm^2)

f_u^b : 5000 kg/cm^2

r_1 : 0,5

m : 1

Tebal plat : 28 mm

Menggunakan sambungan endplate dan kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

Kuat nominal geser baut

$V_d = Ø . r_1 . f_u^b . A_b . m$

= 0,75 . 0,5 . 5000 . 4,52 . 1

= 8475 kg

Kuat nominal tumpu baut

$R_d = Ø . 2{,}4 . d_b . t_p . f_u$

= 0,75 . 2,4 . 2,4 . 2,6 . 4100

= 46051,2 kg

$V_d < R_d$ maka dipakai V_n = 8475 kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{16877,23}{10}$

$= 1687,72$ kg

V_u	$< V_d$	
1687,72 kg	< 8475 kg	(OK)

Selain gaya geser pada baut, perlu dikonrol pula tegangan geser yang terjadi pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n\ .A_b}$	$< Ø.r_1.f_u^b.m$	
$= \frac{16877,2}{10.4,52}$	< 0,75 . 0,5 . 5000 . 1	
= 373,39 kg/cm^2	< 1875 kg/cm^2	(OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat rencana tarik baut diambil nilai terkecil dengan mempertimbangkan nilai kekuatan baut saat kondisi murni tarik dan akibat interaksi geser dan tarik.

Kuat nominal tarik baut kondisi murni tarik

$T_{d\ ulir} = Ø.0,75.f_u^b.A_b$

= 0,75 . 0,75 . 5000 . 4,52

= 12712,5 kg

Kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = Øf_t\ .A_b$

Dimana nilai f_t :

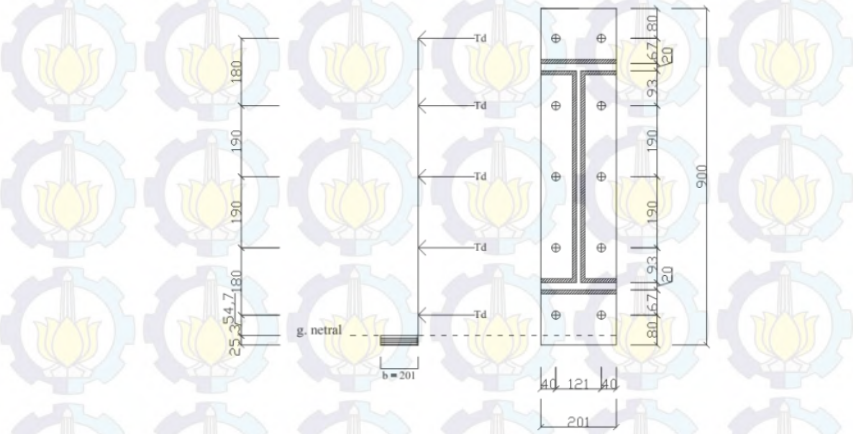
$f_t = 1,3\ f_u^{\ b} - 1,5\ .\ f_{uv}$	$< f_u^{\ b}$
= 1,3 . 5000 – 1,5 . 373,39	< 5000 kg/cm^2
= 5940 kg/cm^2	> 5000 kg/cm^2

Maka dipakai f_t = 5000 kg/cm^2

$T_d = Øf_t\ .A_b$	$< T_{d\ ulir}$
= 0,75 . 5000 . 4,52	< 12712,5 kg
= 16950 kg	> 12712,5 kg

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 12712,5 kg

5. Kontrol momen



Gambar 7. 9 Detail Sambungan Baut Endplate 3

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

$a = \frac{\sum T}{b \,.f_y}$

$= \frac{10\,.\ 12712,5}{20,1\,.2500}$

= 2,53 cm < S_1 = 8 cm (asumsi benar)

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$\emptyset M_n = \frac{0,9\,.f_{yp}\ .a^2.b}{2} + \sum T\,.\,d$

$= \frac{0,9\,.2500\,.2,53^2.20,1}{2} +$

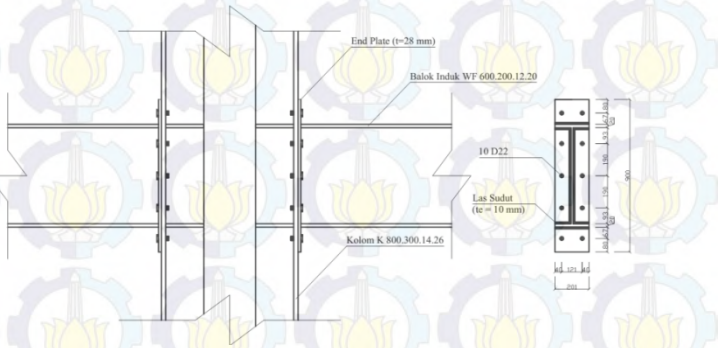
$2.12712,5.(5,47 + 23,47 + 42,47 + 61,47 + 79,47)$

= 5543739 kg.cm

$\emptyset M_n > M_u$

5543739 kg.cm > 4747504,3 kg.cm (OK)

7.2.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior pada EBF Inverted Y



Gambar 7. 10 Sambungan Balok-kolom Interior EBF Inverted Y

Sambungan direncanakan menggunakan tipe end-plate. Frame 530, XZ plane Y=24000 lantai 3, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.

Gaya dalam dari hasil output SAP:

Mu = -4181271 kg.cm

Vu = -10245,44 kg

a) Perencanaan sambungan Las

Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

   Kuat nominal

   $\emptyset f_n = 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, F_{E70xx}$

   $= 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, 70 \,.\, 70{,}3$

   $= 2214{,}45 \text{ kg/cm}^2$

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang

   Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur

- Tegangan akibat Beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

A $= 2(t_{e\ badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\ sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\ sayap} \cdot b_2)$

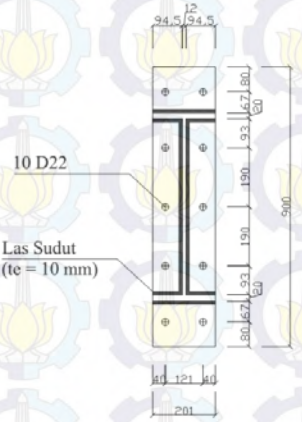
$= 2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 201) + 4(10 \cdot 84{,}5)$

$= 18720\ mm^2 \quad = 187{,}2\ cm^2$

Maka

$f_v = \frac{10245{,}44}{187{,}2}$

$= 54{,}73\ kg/cm^2$



Gambar 7. 11 Detail Las Endplate 4

- Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana : $S_x = \frac{I_x}{y\ max}$

$I_x = 2\left(\frac{1}{12} \cdot t_{ebadan} \cdot {d_1}^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot {t_{e\ sayap}}^3 + b_1 \cdot t_{e\ sayap} \cdot \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$+$

$4\left(\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot {t_{e\ sayap}}^3 + b_2 \cdot t_{e\ sayap} \cdot \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$= 2\left(\frac{1}{12}.10.566^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12}.201.10^3 + 201.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) +$

$4\left(\frac{1}{12}.84{,}5.10^3 + 84{,}5.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$

$=$ 1004257760 mm^4 = 100425,7760 cm^4

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$= 3314{,}38$ cm^3

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4181271}{3314{,}38}$

$= 1261{,}55$ kg/cm^2

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(54{,}73)^2 + (1261{,}55)^2}$

$= 1262{,}74$ kg/cm^2

3. Perencanaan tebal las efektif

Tebal efektif akibat tegangan total :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} = \frac{1262{,}74}{2214{,}45}$. 1 cm = 0,570 cm

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}570}{0{,}707}$ = 0,806 cm (dipakai 9 mm)

Hasil perhitungan tebal las efektif diatas harus mempertimbangkan batasan tebal las dengan nilai sebagai berikut:

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_w$

$= 0{,}707 . \frac{4100}{70 . 70{,}33} . 12$

$= 7{,}068$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max}$ $= 1{,}41 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_f$

$= 1{,}41 . \frac{4100}{70 . 70{,}33} .20$

$= 23{,}50$ mm

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$

maka dipakai a = 9 mm

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

Tipe baut : Tumpu

Diameter : 22 mm (A = 3,80cm^2)

f_u^b : 5000 kg/cm^2

r_1 : 0,5

m : 1

Tebal plat : 2,8 cm

Menggunakan sambungan tipe endplate dan kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

Kuat nominal geser baut

$V_d = Ø . r_1 . f_u^b . A_b . m$

$= 0{,}75 . 0{,}5 . 5000 . 3{,}8 . 1$

$= 7125$ kg

Kuat nominal tumpu baut

$R_d = Ø .2{,}4 . d_b . t_p . f_u$

$= 0{,}75 . 2{,}4 . 2{,}2 . 2{,}6 . 4100$

$= 42213{,}6$ kg

$V_d < R_d$ maka dipakai $V_n = 7125$ kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{10245,44}{10}$

$= 1024,544$ kg

$V_u < V_d$

1024,544 kg < 7125 kg (OK)

Selain gaya geser pada baut, perlu dikonrol pula tegangan geser yang terjadi pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n\ .A_b} < Ø.r_1.f_u^b.m$

$= \frac{10245,44}{10.3,8}$ < 0,75 . 0,5 . 5000 . 1

= 269,62 kg/cm^2 < 1875 kg/cm^2 (OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat nominal tarik baut kondisi tarik murni

$T_{d\ ulir} = Ø.0,75.f_u^b.A_b$

= 0,75 . 0,75 . 5000 . 3,8

= 10691,23 kg

kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = Øf_t\ .A_b$

Dimana nilai f_t :

$f_t = 1,3\ f_u{}^b - 1,5\ .f_{uv} < f_u{}^b$

= 1,3 . 5000 – 1,5 . 269,62 < 5000 kg/cm^2

= 6095,57 kg/cm^2 < 5000 kg/cm^2

Maka dipakai f_t = 5000 kg/cm^2

$T_d = Øf_t\ .A_b < T_{d\ ulir}$

= 0,75 . 5000 .3,8 < 10691,23 kg

= 14250 kg > 10691,23 kg

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 10691,23 kg

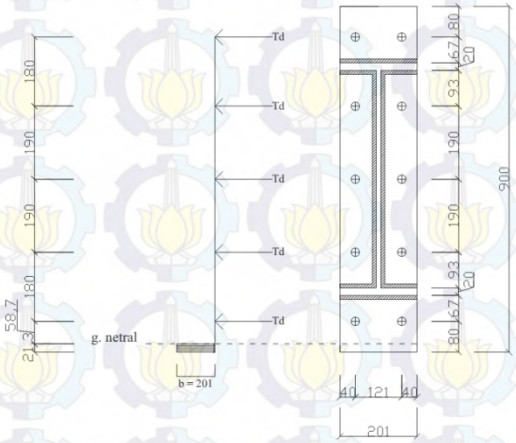
5. Kontrol momen

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

$$a = \frac{\sum T}{b \,.f_y}$$

$$= \frac{10\,.\ 10691{,}23}{20{,}1\,.2500}$$

$= 2{,}13$ cm $< S_1 = 8$ cm (asumsi benar)



Gambar 7. 12 Detail Sambungan Baut Endplate 4

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$$\emptyset M_n = \frac{0{,}9\,.f_{yp}\ .a^2.b}{2} + \sum T\,.\,d$$

$$= \frac{0{,}9\,.2500\,.2{,}13^2.20{,}1}{2} +$$

$$2.\ 10691{,}23\,.\,(5{,}87 + 23{,}87 + 42{,}87 + 61{,}87 + 79{,}87)$$

$= 4685920{,}95$ kg.cm

$$\emptyset M_n > M_u$$

4685920,95 kg.cm > 4181271 kg.cm (OK)

7.3 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom

7.3.1 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom pada EBF Inverted V

Sambungan bracing yang direncanakan adalah Frame 1018, XZ Plane pada Y=0 lantai 2, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.

Gaya dalam bracing menurut analisa SAP :

P_u = 148814,14 kg (tarik)

= -157980,91 kg (tekan)

Kuat rencana minimal sambungan bracing menurut SNI 03-1729-2002 :

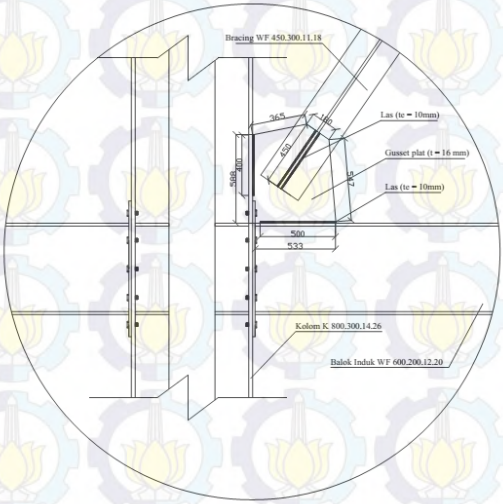
gaya aksial : $\emptyset P_n$ $= \emptyset . f_y . A_g$ = 0,9 . 2500 . 157,4

= 373825 kg

gaya aksial hasil analisa < gaya aksial minimal

157980,91 kg < 373825 kg

maka dipakai P_u = 373825 kg



Gambar 7. 13 Detail sambungan bracing-gussetplate terhadap balok dan kolom pada EBF Inverted V

1. Sambungan Gussetplate dengan balok kolom
   - Kuat nominal las sudut

     Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}.

     Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

     $\emptyset . f_n$ $= 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})$

     = 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3

     = 2214,25 kg/cm^2

- Tegangan akibat beban akisal

A_{las} = 2 . (40 + 50) . 1 cm = 180 cm^2
$L_{bracing}$ = 485,42 cm
h = 400 cm
b = 275 cm
Cos Ø = 275 / 485,42 = 0,566
Sin Ø = 400 / 485,42 = 0,824

Beban geser arah horisontal

Cos Ø. Pu = 0,566 . 373825 = 211584,095 kg

$f_h = \frac{211584,095}{180} = 1175$ kg/cm^2

Beban geser arah vertikal

Sin Ø. Pu = 0,824 . 373825 = 308031,8 kg

$f_v = \frac{308031,8}{180} = 1711$ kg/cm^2

Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$
$= \sqrt{(1175)^2 + (1711)^2}$
= 2075,61 kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . f_n} = \frac{2075,61}{2214,25} = 0,937$ cm

a = $\frac{t_e}{0,707} = \frac{0,937}{0,707} = 1,32$ cm > a_{min} = 0,5 cm

Dipakai a = 1,4 cm

- Kontrol perencanaan sambungan las

$\emptyset f_n > f_{total}$

2214,45 kg/cm^2 > 2075,61 kg/cm^2 (OK)

2. Sambungan batang bresing dengan Gussetplate
   - Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

   $\emptyset \cdot f_n$ = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})
   = 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3
   = 2214,25 kg/cm^2

   - Tegangan akibat beban aksial

   A_{las} = 4 . (45) = 180 cm^2
   L bresing = 485,42 cm
   h = 400 cm
   b = 275 cm
   $f_u = \frac{373825}{180}$ =2076,8 kg/cm^2

   - Tebal efektif las sudut

   $t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{2076,8}{2214,45} = 0,938$ cm
   a = $\frac{t_e}{0,707} = \frac{0,938}{0,707} = 1,33$ cm > a_{min} = 5mm
   Dipakai a = 1,4 cm

   - Kontrol perencanaan sambungan las

   $\emptyset f_n$ > f_{total}
   2214,45 kg/cm^2 > 2076,8 kg/cm^2 (OK)

3. Sambungan plat buhul dengan balok link
   - Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

   $\emptyset \cdot f_n$ = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})
   = 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3
   = 2214,25 kg/cm^2

   - Tegangan yang terjadi pada las sudut

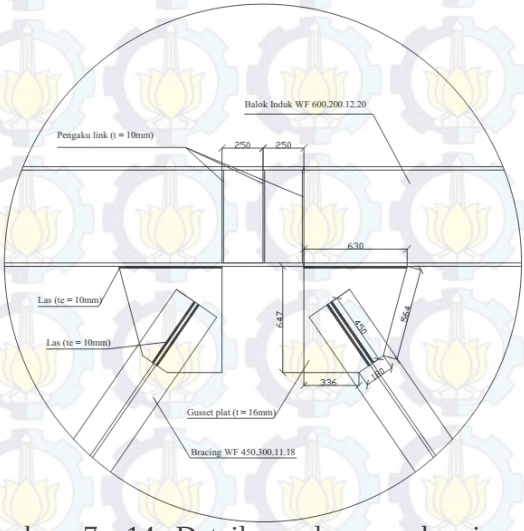
A_{las} = 2 . (63) = 126 cm^2
L bresing = 485,42 cm
h = 400 cm
b = 275 cm
Cos Ø. Pu = 0,566 . 373825 = 211584,095 kg
$f_h = \frac{211584,095}{126} = 1679$ kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{1679}{2214,45} = 0,758$ cm
a = $\frac{t_e}{0,707} = \frac{0,758}{0,707} = 1,07$ cm > a_{min}
Dipakai a = 1,1 cm

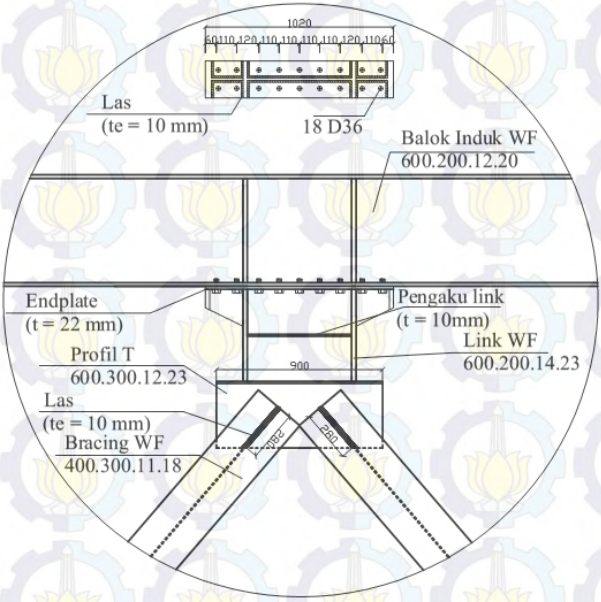
- Kontrol perencanaan sambungan las

$\emptyset f_n > f_{total}$
2214,45 kg/cm^2 > 1679 kg/cm^2 (OK)



Gambar 7. 14 Detail sambungan bracing-gussetplate terhadap balok link pada EBF Inverted V

7.3.2 Sambungan Link – Balok, Bracing Atas - Link, dan Bracing Bawah - Kolom pada EBF Inverted Y



Gambar 7. 15 Detail Sambungan Bracing-Profil T Terhadap Balok dan Link pada EBF Inverted Y

1. Sambungan link-balok

Frame 1029, XZ Plane pada Y=24000 lantai 2, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.

gaya dalam yang terjadi pada link atas :

M_u = -8253648,9 kg.cm

V_u = -165055,39 kg

Sambungan link ke balok menggunakan end-plate.

a) Kontrol kekuatan sambungan Las

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

Kuat nominal

$\emptyset f_n$ = *0,75 . 0,6 .* F_{E70xx}
= 0,75 . 0,6 . 70 . 70,3
= 2214,45 kg/cm^2

- Tegangan akibat beban tidak sebidang

Beban geser sentris

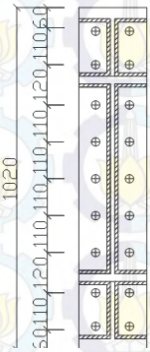
$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

A = $2(t_{e\ badan} . d_1) + 4(t_{e\ badan} . d_2) + 12(t_{e\ sayap} . b_2)$
= 2(10 . 566) + 4(10 . 181) + 4(10 . 84,5)
= 21940 mm^2 = 219.4 cm^2

Maka

$f_v = \frac{165055,39}{219,4}$
= 752,3 kg/cm^2



Gambar 7. 16 Detail Las Endplate 5

Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y\ max}$

$I_x = 2\left(\frac{1}{12} . t_{ebadan} . d_1{}^3\right) +$

$$4\left(\frac{1}{12}\,.\,t_{e\ badan}\,.\,{d_2}^3+d_2.t_{e\ badan}\,.\left(\frac{d_2+d}{2}\right)^2\right)+$$

$$12\ \left(\frac{1}{12}\,.\,b_2.{t_{e\ sayap}}^3\right)\ +\ 4\left(b_2.t_{e\ sayap}\ .\left(\frac{d1-t_{e\ sayap}}{2}\right)^2\right)$$

$$+4\left(b_2.t_{e\ sayap}\ .\left(\frac{t_{e\ sayap}\ +d}{2}\right)^2\right)$$

$$+4\left(b_2.t_{e\ sayap}\ .\left(\frac{d+d_2-t_{e\ sayap}}{2}\right)^2\right)$$

$$=2\left(\frac{1}{12}\,.10.566^3\right)+$$

$$4\left(\frac{1}{12}\,.10.181^3+181.10.\left(\frac{181+612}{2}\right)^2\right)+$$

$$12\left(\frac{1}{12}.84{,}5.10^3\right)+4\left(84{,}5.10.\left(\frac{566-10}{2}\right)^2\right)+$$

$$4\left(84{,}5.10.\left(\frac{10+612}{2}\right)^2\right)+4\left(84{,}5.10.\left(\frac{612+188-10}{2}\right)^2\right)$$

$= 2594901687\ mm^4 \qquad = 259490{,}1687\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{259490{,}1687}{30{,}6}$

$= 5088.04\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{8253648{,}9}{5088.4}$

$= 1622.166\ kg/cm^2$

<u>Tegangan ultimate total</u>

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(752{,}3)^2 + (1622.16)^2}$

$= 1788{,}12\ kg/cm^2$

- Tebal Las Efektif

Tebal efektif akibat beban tidak sebidang :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} = \frac{1788{,}12}{2214{,}45}\ .\ 1\ cm = 0{,}807\ cm$

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}807}{0{,}707} = 1{,}142\ cm$ (dipakai 12 mm)

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang :
Badan

$a_{eff\text{-}max}$ $= 0{,}707 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_w$

$= 0{,}707 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 13$

$= 7{,}65$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max}$ $= 1{,}41 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_f$

$= 1{,}41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 23$

$= 27$ mm

$a_{eff\text{-}max}$ $> a_{perlu}$ (OK)

maka direncanakan $a_{pakai} = 12$ mm

b) Kontrol Kekuatan Sambungan Baut

- Data :

Tipe baut : Baut Mutu Tinggi Tipe Gesek
Diameter : 36 mm
T_b : 49000 kg
μ : 0,35
Tebal plat : 16 cm

- Gaya tarik akibat beban

$I_{baut} = Ab \cdot (11^2 + 22^2 + 34^2 + 45^2) \cdot 2 \cdot 2$

$= Ab \cdot 15144$

$f_{baut\ teratas} = \frac{Mu \cdot ymax}{I}$

$= \frac{8253648{,}9 \cdot 45}{Ab \cdot 15144}$

$= 24525{,}50 / Ab$

$T_{u\ baut} = Ab \cdot f$

$= Ab \cdot 24525{,}50 / Ab$

$= 24525{,}50$ kg

- Kekuatan nominal geser baut akibat beban tarik

$V_n = 1{,}13 \cdot \mu \cdot m \cdot T_b$

= 1,13 . 0,35 . 1 . 49000
= 19379,5 kg

V_d = $\emptyset\, V_n \left(1 - \frac{Tu}{1{,}13Tb}\right)$
= 1. 19379,5 . $\left(1 - \frac{24525{,}50}{1{,}13\ .\ 49000}\right)$
= 10795,57 kg

Maka nilai V_n = 10795,57 kg

- Kontrol perencanaan baut

V_n = 10795,57 kg

V_u = $\frac{165055{,}39}{18}$
= 9169,74 Kg

Maka
$V_n > V_u$
(OK)

2. Sambungan link dengan profil T (penghubung bracing-link) gaya dalam yang terjadi pada link bawah :

M_u = 0,0000002 kg.cm
V_u = 165072,98 kg

Profil T yang dipakai ialah Profil T 600 x 200 x 13 x 23

a) Kontrol kekuatan sambungan Las

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

Kuat nominal

$\emptyset f_n$ = $0{,}75\ .\ 0{,}6\ .\ F_{E70xx}$
= 0,75 . 0,6 . 70 . 70,3
= 2214,45 kg/cm^2

- Tegangan akibat Beban geser sentris

f_v = $\frac{V_u}{A}$

dimana :

A = $2(t_{e\ badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\ sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\ sayap} \cdot b_2)$
= $2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 202) + 4(10 \cdot 84{,}5)$
= 18740 mm^2 = 187,4 cm^2

Maka

f_v = $\frac{165072{,}98}{187{,}4}$
= 880,86 kg/cm^2

f_{total} = $\sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$
= $\sqrt{(880{,}86)^2 + (0)^2}$
= 880,86 kg/cm^2

- Kontrol tebal las efektif

Tebal efektif akibat beban geser sentris :

t_e = $\frac{f total}{\emptyset f_n}$ = $\frac{880{,}86}{2214{,}45}$. 1 cm = 0,397 cm

a_{eff} = $\frac{t\ eff}{0{,}707}$ = $\frac{0{,}397}{0{,}707}$ = 0,563 cm (dipakai 6 mm)

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max}$ = $0{,}707 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_w$
= $0{,}707 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 13$
= 7,65 mm

sayap

$a_{eff\text{-}max}$ = $1{,}41 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_f$
= $1{,}41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 23$
= 27 mm

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$

maka dipakai a_{perlu} = 6 mm.

3. Sambungan bracing dengan profil T

Gaya dalam yang terjadi pada bracing :

P_u = 131608,47 kg

Kuat rencana aksial minimal sambungan bracing menurut SNI 03-1729-2002 :

gaya aksial : $\emptyset P_n$ $= \emptyset . f_y . A_g$ $= 0,9 . 2500 . 157,4$

$= 373825$ kg

gaya aksial hasil analisa SAP < gaya geser minimal

131608,47 kg < 373825 kg

maka dipakai P_u = 373825 kg

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

$\emptyset . f_n = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})$

$= 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3$

$= 2214,25$ kg/cm^2

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$A_{las} = 4 . (28) = 112$ cm^2

L bresing = 461 cm

h = 350 cm

b = 300 cm

$f_u = \frac{373825}{112} = 3337,7$ kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{3337,7}{2214,45} = 1,51$ cm

$a_{eff} = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,51}{0,707} = 2,13$ cm

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0,707 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_w$

$= 0,707 . \frac{4100}{70 . 70,33} . 13$

$= 7,65$ mm

$a_{eff\text{-}max} < a_{perlu}$

$a_{eff} = 7$ mm

Dipakai a = 7 mm

4. Sambungan bracing dengan gusset plate

Beban yang direncanakan untuk sambungan bracing dengan gussetplate adalah beban aksial bracing = 373825 kg.

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

$Ø \cdot f_n = 0{,}75 \cdot te \cdot (0{,}6 \cdot f_{uw})$

$= 0{,}75 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot 70 \cdot 70{,}3$

$= 2214{,}25 \text{ kg/cm}^2$

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$A_{las} = 4 \cdot (45) = 180 \text{ cm}^2$

L bresing = 461 cm

h = 350 cm

b = 300 cm

$f_u = \frac{373825}{180} = 2076{,}81 \text{ kg/cm}^2$

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{Ø.R_{nw}} = \frac{2076{,}81}{2214{,}45} = 0{,}94 \text{ cm}$

$a = \frac{t_e}{0{,}707} = \frac{0{,}9}{0{,}707} = 1{,}27 \text{ cm} > a_{min} = 5\text{mm}$

Dipakai a = 1,3 cm

5. Sambungan gusset plate dengan balok kolom

Beban yang direncanakan untuk sambungan balok-kolom dengan gussetplate adalah beban aksial bracing = 373825 kg.

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

$Ø \cdot f_n = 0{,}75 \cdot te \cdot (0{,}6 \cdot f_{uw})$

$= 0{,}75 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot 70 \cdot 70{,}3$

$= 2214{,}25 \text{ kg/cm}^2$

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

A_{las} = 2 . (40 + 50) = 180 cm^2

L bresing = 461 cm

h = 350 cm

b = 300 cm

Cos Ø = 300 /461 = 0,651

Sin Ø = 350 /461 = 0,759

Beban geser arah horisontal

Cos Ø. Pu = 0,651 . 373825 = 243361 kg

$f_h = \frac{243361}{180} = 1352$ kg/cm^2

Beban geser arah vertikal

Sin Ø. Pu = 0,759 . 373825 = 283734 kg

$f_v = \frac{283734}{180} = 1577$ kg/cm^2

Tegangan total ultimate

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(1577)^2 + (1352)^2}$

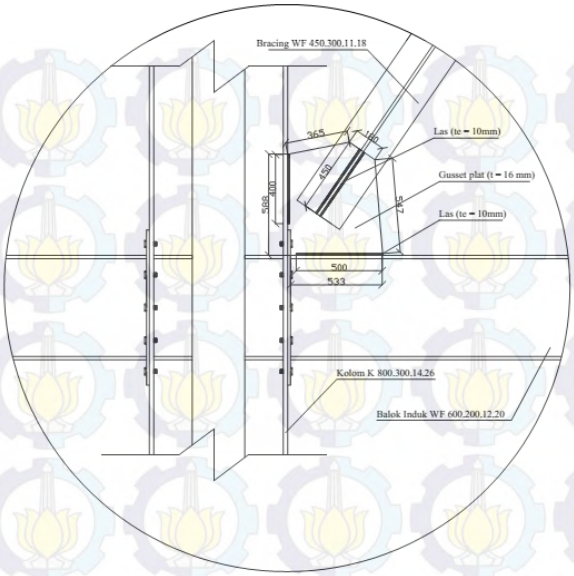
= 2077,2 kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . f_n} = \frac{2077,2}{2214,25} = 0,938$ cm

a = $\frac{t_e}{0,707} = \frac{0,938}{0,707} = 1,33$ cm > a_{min} = 0,5 cm

Dipakai a = 1,3 cm



Gambar 7. 17 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate terhadap Balok dan Kolom pada EBF Inverted Y

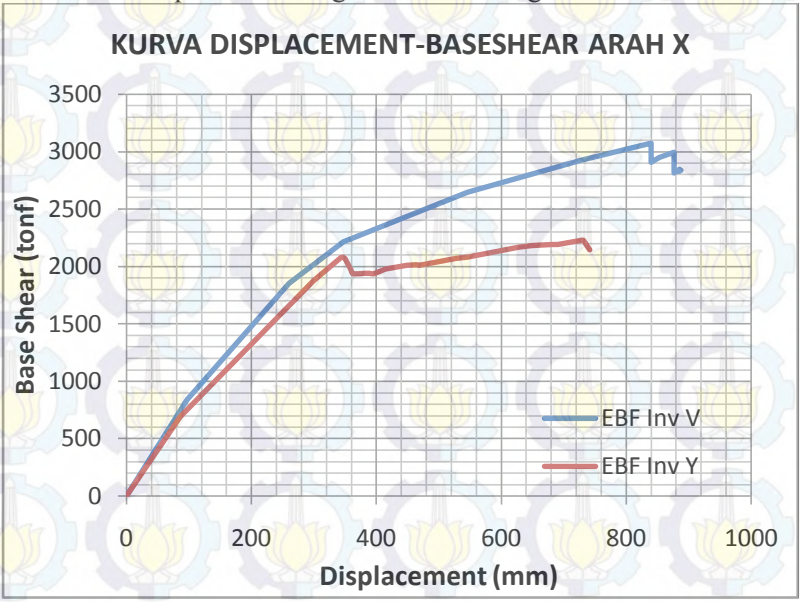
BAB VIII
EVALUASI HASIL ANALISA PUSHOVER

8.1 Analisa Kurva Pushover (Base Shear – Displacement)

Analisa pushover dilakukan dengan program bantu SAP 2000 v.14 dengan titik kontrol yang berada pada titik pusat masa atap masing masing bangunan. Pada analisa pushover ini tipe *Geometric Nonliearity Parameters* dipilih *None* dimana pada analisa seluruh persamaan keseimbangan dihitung berdasarkan kondisi struktur saat tidak ada deformasi yang terjadi.

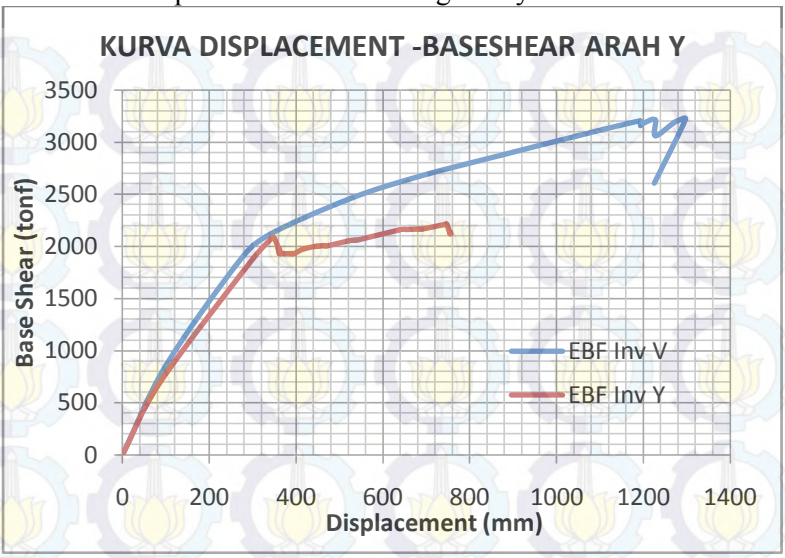
Dari analisa statik nonlinier pushover dengan program bantu SAP 2000 didapatkan kurva hubungan antar gaya geser dasar dengan perpindahan titik kontrol dari pemodelan struktur EBF Invertd V dan EBF inverted Y.

- Kurva pushover dengan beban dorong arah x



Gambar 8. 1 Kurva pushover dengan beban dorong arah x

- Kurva pushover beban dorong arah y



Gambar 8. 2 Kurva pushover beban dorong arah y

Dari kedua kurva tersebut baik pada arah pembebanan x atau y, dapat dianalisa nilai kekuatan, kekakuan serta nilai daktilitas kedua struktur. Untuk perhitungan lebih detail mengenai perilaku kedua struktur, akan dijelaskan pada subbab 8.1.1 sampai 8.1.3.

8.1.1 Kekuatan Struktur

Besarnya nilai kekuatan struktur ditentukan berdasarkan gaya geser dasar ultimit pada struktur tersebut. Gaya geser dasar ultimit merupakan gaya geser maksimum yang tercatat pertama kali sebelum terjadinya penurunan kurva atau penurunan kekuatan pertama kali. Nilai gaya geser dasar ultimit diambil sesuai dengan nilai gaya geser dasar maksimum struktur apabila setelah terjadi penurunan kekuatan, kurva tidak mengalami kenaikan lagi. Sedangkan apabila ada kenaikan kurva setelah terjadi penurunan kekuatan maka nilai gaya geser dasar ultimit

diambil sebesar lebih besar atau sama dengan 85% gaya geser dasar maksimum. Berikut adalah tabel mengenai gaya geser dasar maksimum pada kedua struktur :

- EBF Inverted V

Tabel 8. 1 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted V

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	0	0	0.000
1	97.176	841205.5	0.274
2	260.285	1851104	0.602
3	347.024	2215002	0.720
4	546.193	2649245	0.862
5	728.261	2925074	0.951
6	840.204	3074515	1.000
7	840.220	2908186	0.946
8	852.813	2949374	0.959
9	877.131	2994709	0.974
10	877.147	2814358	0.915
11	884.962	2845893	0.926
12	884.978	2827548	0.920
13	887.828	2837756	0.923
14	887.844	2820187	0.917
15	891.511	2834425	0.922
	V max	3074515	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vultx ≥ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ultx = 2834425 kg

Tabel 8. 2 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted V

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	0	0	0.000
1	97.921	847746.4	0.264
2	259.187	1807281	0.562
3	329.996	2096073	0.652
4	520.999	2454090	0.763
5	684.596	2672313	0.831
6	875.449	2877754	0.895
7	1045.024	3054009	0.949
8	1193.314	3201732	0.995
9	1193.330	3159878	0.982
10	1197.516	3175169	0.987
11	1204.564	3188783	0.991
12	1226.912	3211764	0.999
13	1226.928	3060567	0.952
14	1269.632	3185738	0.990
15	1276.542	3197352	0.994
16	1296.128	3216490	1.000
17	1225.223	2603728	0.809
	V max	3216490	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vulty ≥ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ulty = 2603728 kg

- EBF Inverted Y

Tabel 8. 3 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted Y

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	0	0	0.000
1	86.249	692399.9	0.311
2	299.457	1878116	0.842
3	343.682	2079102	0.932
4	346.073	2081266	0.933
5	348.113	2076268	0.931
6	349.555	2069542	0.928
sebagian data terlampir			
47	690.379	2194391	0.984
48	728.525	2229643	1.000
49	731.372	2228890	1.000
50	739.760	2158717	0.968
51	739.760	2158717	0.968
52	741.352	2143884	0.962
53	741.424	2143878	0.962
	V max	2229643	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vultx ≥ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ultx = 2143878 kg

Tabel 8. 4 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted Y

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	2.22E-06	0	0.000
1	88.647	705275.5	0.319
2	301.657	1885447	0.852
3	344.896	2082133	0.941
4	347.498	2082633	0.941
5	349.898	2074252	0.937
6	357.132	2001410	0.904
sebagian data terlampir			
52	744.918	2213403	1.000
53	746.626	2212603	1.000
54	753.674	2136255	0.965
55	753.674	2136255	0.965
56	754.969	2120720	0.958
57	755.049	2120711	0.958
	V max	2213403	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vulty ≥ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ulty = Vmax = 2120711 kg

∴ Kesimpulan

Arah x

EBF Inverted V : V_{ult} = 2834425 kg

EBF Inverted Y : V_{ult} = 2143878 kg

Arah y

EBF Inverted V : V_{ult} = 2603728 kg

EBF Inverted Y : V_{ult} = 2120711kg

Pada arah x gaya geser EBF Inverted V memiliki kekuatan 32,21 % relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y, sedangkan pada arah y gaya geser EBF Inverted V memiliki kekuatan 22,78 % relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Dari hasil tersebut disimpulkan bahwa kekuatan struktur EBF Inverted V lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y.

8.1.2 Kekakuan Elastik

Nilai kekakuan elastik ditinjau dari rasio gaya geser yang menyebabkan leleh pertama pada elemen link terhadap simpangan yang terjadi pada saat leleh pertama terjadi pada elemen link.

- EBF Inverted V

Arah x

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 841205,5 kg dengan simpangan sebesar = 97,176 mm.

Kekakuan struktur arah x $= \frac{841205{,}5 \text{ kg}}{97{,}176 \text{ mm}}$

= 8656,549 kg/mm

Arah y

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 847746.4 kg dengan simpangan sebesar = 97,921 mm.

Kekakuan struktur arah y $= \frac{847746.4 \text{ kg}}{97{,}921 \text{ mm}}$

= 8657,469 kg/mm

- EBF Inverted Y

Arah x

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 692399,9 kg dengan simpangan sebesar = 86,249 mm.

Kekakuan struktur arah x $= \frac{692399{,}9 \text{ kg}}{86{,}249 \text{ mm}}$

= 8027,906 kg/mm

Arah y

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 705275,5 kg dengan simpangan sebesar = 88,647 mm.

Kekakuan struktur arah y $= \frac{705275,5 \text{ kg}}{88,647 \text{ mm}}$

= 7955,968 kg/mm

∴ Kesimpulan

Arah x

EBF Inverted V : kekakuan = 8656,549 kg/mm

EBF Inverted Y : kekakuan = 8027,906 kg/mm

Arah y

EBF Inverted V : kekakuan = 8657,469 kg/mm

EBF Inverted Y : kekakuan = 7955,968 kg/mm

Perbedaan kekakuan dari kedua struktur cukup kecil, pada arah x EBF Inverted V relatif lebih besar 7,8 %, sedangkan pada arah y EBF Inverted V juga lebih unggul 8,8 % dibandingkan EBF Inverted Y. Dari hasil tersebut disimpulkan bahwa kekakuan struktur EBF Inverted V lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y baik pada arah x maupun y.

8.1.3 Daktilitas Struktur

Ditinjau berdasarkan rasio antara perpindahan titik kontrol saat mencapai batas ultimit terhadap perpindahan titik kontrol saat link mengalami leleh pertama.

- EBF Inverted V

Arah x

δ_y = 97,176 mm

δ_u = 891,511 mm

$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{891,551}{97,176} = 9,174$

Arah y

δ_y = 97,921 mm

δ_u = 1225,223 mm

μ $= \frac{\delta_u}{\delta_y}$ $= \frac{1225,223}{97,921}$ = 12,512

- EBF Inverted Y

Arah x

δ_y = 86,249 mm

δ_u = 741,424 mm

μ $= \frac{\delta_u}{\delta_y}$ $= \frac{741,424}{86,249}$ = 8,596

Arah y

δ_y = 88,647 mm

δ_u = 755,049 mm

μ $= \frac{\delta_u}{\delta_y}$ $= \frac{755,049}{88,647}$ = 8,517

∴ Kesimpulan

Arah X

EBF Inverted V : μ = 9,174

EBF Inverted Y : μ = 8,596

Arah Y

EBF Inverted V : μ = 12,512

EBF Inverted Y : μ = 8,517

Nilai daktilitas pada arah x EBF Inverted V (6,72%) lebih besar dibandingkan EBF Inverted V, sedangkan pada arah y EBF Inverted V (46,9 %) relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Dari keempat hasil tersebut disimpulkan bahwa daktilitas struktur EBF Inverted V lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y pada arah x dan arah y.

8.2 Target Perpindahan

Target perpindahan ditentukan menurut metode Koefisien perpindahan FEMA 273/356, metode spektrum kapasitas ATC-40, Metode koefisien yang diperbaiki dan FEMA 440, selain itu kriteria kinerja juga ditentukan dari persyaratan perpindahan dari SNI 1726-2012.

- Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)

EBF Inverted V pada arah x :

T_e = 0,8676 detik

C_0 = 1,2 (Tabel 3-2 FEMA 356 (terlampir), dengan bangunan 10 lantai dengan tipe *other building*)

T_s $= \frac{Sd1}{Sds}$ = 1,21 detik

S_a $= S_{ds}$ = 0,78

V_y = 1134741 kg (dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear (terlampir))

W = 3845067 kg

C_1 $= \frac{1+\left(\frac{Sa}{Vy/W}-1\right)\frac{Ts}{Te}}{\frac{Sa}{Vy/W}}$ (karena $T_e < T_s$)

$= \frac{1+\left(\frac{0,78}{1134741/3845068}-1\right)\frac{1,21}{0,8678}}{\frac{0,78}{1134741/3845068}}$

= 1,245

C_2 = 1 (Tabel 3-3 FEMA 356 (terlampir), frame tipe 2 dengan perfomance level LS)

C_3 = 1 (kondisi setelah leleh, kurva meningkat)

Maka target perpindahan dapat dihitung sebagai berikut :

δ_x $= C_0 \,.\, C_1 \,.\, C_2 \,.\, C_3 \,.\, S_a \,.\, \left(\frac{Te}{2\pi}\right)^2 .\, g$

$= 1,2 \,.\, 1,245 \,.\, 1 \,.\, 1 \,.\, 0,78 \,.\, \left(\frac{0,8676}{2\pi}\right)^2 .\ 9,81$

= 0,218 m

Tabel 8. 5 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 356

		EBF Inv V		EBF Inv Y	
		Arah X	Arah Y	Arah X	arahY
Parameter	C_0	1.2	1.2	1.2	1.2
	T_e	0.8676	0.8676	0.9029	0.9087
	T_s	1.21	1.21	1.21	1.21
	S_a	0.78	0.78	0.78	0.78
	V_y	1134741	1136320	1177801	1967350
	W	3845068	3845068	3861721	3861721

	C_1	1.245	1.245	1.207	1.115
	C_2	1	1	1	1
	C_3	1	1	1	1
	g	9.8	9.8	9.8	9.8
δ (m)		0.218	0.218	0.229	0,214

- Metode spektrum kapasitas

Pada Metode Spektrum Kapasitas parameter yang perlu diinput ialah nilai C_a dan C_v , dimana nilai tersebut didapat dari kurva respon spektrum rencana menurut SNI 03-1726-2002. Diperoleh nilai $C_a = S_a = 0{,}78$ dan $C_v = S_{d1} = 0{,}944$. Selanjutnya perhitungan sepenuhnya dilakukan komputer.

Tinjau arah x dan y :

EBF Inverted V

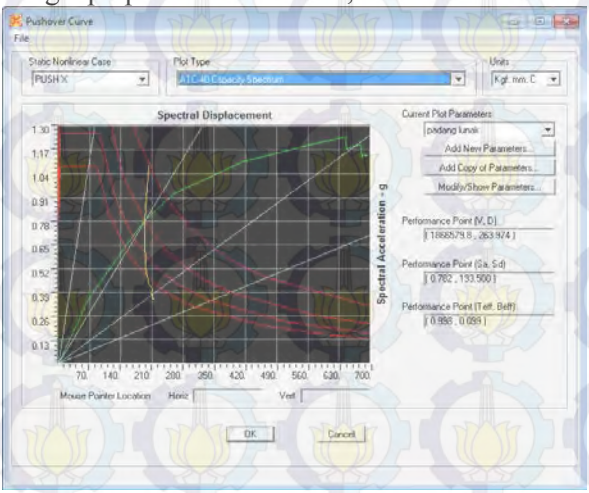
Arah x : target perpindahan : 263,974 mm

Arah y : target perindahan : 261,900 mm

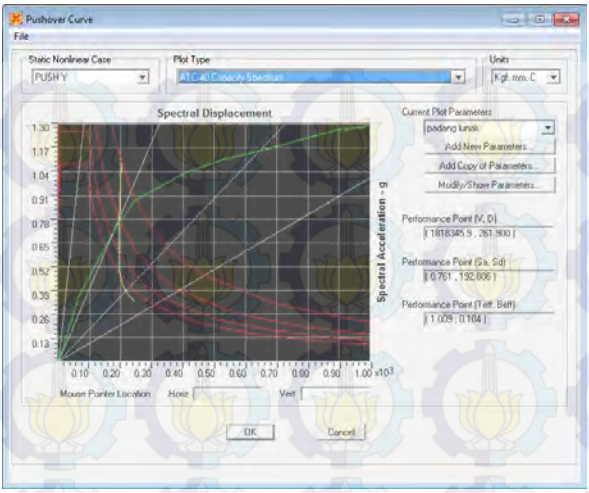
EBF Inverted Y

Arah x : target perpindahan : 285,020 mm

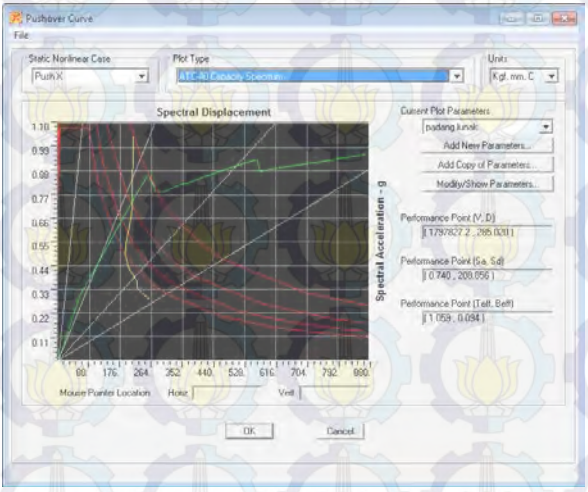
Arah y : target perpindahan : 286,089 mm



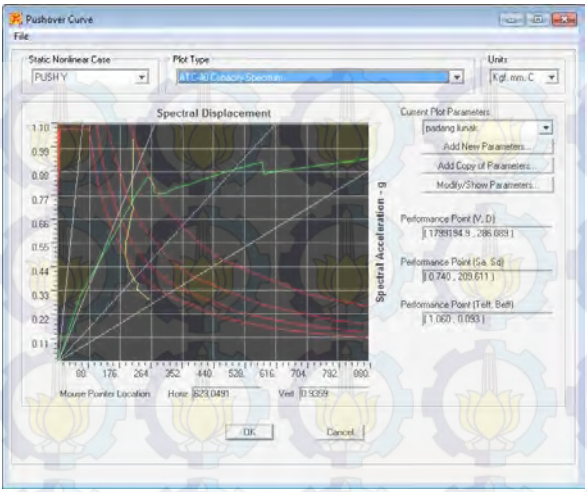
Gambar 8. 3 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted V menurut ATC 40



Gambar 8. 4 Kurva Kapasitas Spektrum arah Y EBF Inverted V menurut ATC 40



Gambar 8. 5 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted Y menurut ATC 40



Gambar 8. 6 Kurva Kapasitas Spektrum Arah Y EBF Inverted Y Menurut ATC 40

- **Metode Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki FEMA 440**

EBF Inverted V pada arah x :

T_e = 0,8676 detik

C_0 = 1,2 (Tabel 3-2 FEMA 356 (terlampir), dengan bangunan 10 lantai dengan tipe *other building*)

T_s = $\frac{Sd1}{Sds}$ = 1,21 detik

S_a = S_{ds} = 0,78

V_y = 1134741 kg (dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear (terlampir))

W = 3845068 kg

a = 60

C_1 = $1 + \frac{\frac{Sa}{Vy/W} - 1}{a \,.Te^2}$ (karena $T_e < T_s$)

= $1 + \frac{\frac{0,78}{1134741 / 3845068} - 1}{60 \,.0,8676^2}$

= 1.0206

C_2 = 1 (karena T_e > *0,7*)

C_3 = 1 (kondisi setelah leleh, kurva meningkat)

Maka target perpindahan dapat dihitung sebagai berikut :

$\delta_x = C_0 \,.\, C_1 \,.\, C_2 \,.\, C_3 \,.\, S_a \,.\, \left(\frac{Te}{2\pi}\right)^2 . \text{g}$

$= 1{,}2 \,.\, 1{,}0206 \,.\, 1 \,.\, 1 \,.\, 0{,}78 \,.\, \left(\frac{0{,}8676}{2\pi}\right)^2 . \; 9{,}81$

$= 0{,}229$ m

Tabel 8. 6 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 440

		EBF Inv V		EBF Inv Y	
		Arah X	Arah Y	Arah X	arahY
Parameter	C_0	1.2	1.2	1.2	1.2
	T_e	0.8676	0.8676	0.9029	0.9087
	T_s	1.21	1.21	1.21	1.21
	S_a	0.78	0.78	0.78	0.78
	V_y	1134741	1136320	1177801	1967350
	W	3845068	3845068	3861721	3861721
	a	60	60	60	60
	C_1	1.0206	1.0206	1.0212	1.0073
	C_2	1	1	1	1
	C_3	1	1	1	1
	g	9.8	9.8	9.8	9.8
δ		0.229	0.229	0.248	0.248

- **Simpangan menurut SNI 03 1726-2012**

Besar nilai simpangan pada perhitungan ini mengacu pada tabel 6.7 dan 6.12. Besar simpangan yang dipakai adalah besar perpindahan pada lantai teratas.

Tabel 8. 7 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut SNI 03 1726-2012

Struktur	Arah	C_d	Tinggi (mm)	Drift (mm)	Drift max = Drift.C_d (mm)	Simpangan batas = 2% tinggi (mm)
EBF	X	4	40000	57,195	228,778	800

Inv V	Y	4	40000	19,239	76,958	800
EBF	X	4	40000	17,158	68,634	800
Inv Y	Y	4	40000	64131	256,526	800

8.3 Evaluasi Kinerja Struktur

Besar nilai target perpindahan yang telah dihitung pada sub.bab 8.2 disajikan pada tabel berikut.

Tabel 8. 8 Rangkuman Target Perpindahan Struktur EBF Inverted V Dan EBF Inverted V

Kriteria	Target Perpindahan (m)				Nilai Batas (m)
	Ebf Inv V		Ebf Inv Y		
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	
Koef. Perpindahan FEMA 356	0.218	0.218	0.229	0.214	0,8
Spektrum Kapasitas ATC-40	0,264	0,262	0,285	0,286	0,8
Koef. Perpindahan Perbaikan FEMA 440	0.229	0.229	0.248	0.248	0,8
SNI 03 1726-2012	0,229	0,077	0,069	0,257	0,8

- Evaluasi kinerja EBF Inverted V

Arah x

Sesuai dengan perhitungan diatas, nilai δ_x terbesar ialah menurut perhitungan ATC-40 yaitu δ_x = 0,264 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 2-3, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_x = 0,347 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja B.

Arah y

Target perpindahan terbesar menurut ATC-40, nilai δ_y = 0,262 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 2-3, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_y = 0,329 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja B.

- Evaluasi kinerja EBF Inverted Y

Arah x

Target perpindahan terbesar menurut ATC-40, nilai δ_x = 0,285 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 1-2, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_x = 0,299 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja LS.

Arah y

Target perpindahan terbesar menurut ATC-40, nilai δ_y = 0,286 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 1-2, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_y = 0,3017 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja LS.

∴ Kesimpulan

Pada struktur EBF Inverted V, pada arah X maupun Y tingkat kinerja menunjukan pada tingkatan B, dimana tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non struktur. Sedangkan pada struktur EBF Inverted Y, pada arah X maupun Y tingkat kinerja menunjukan pada tingkatan LS, Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan.

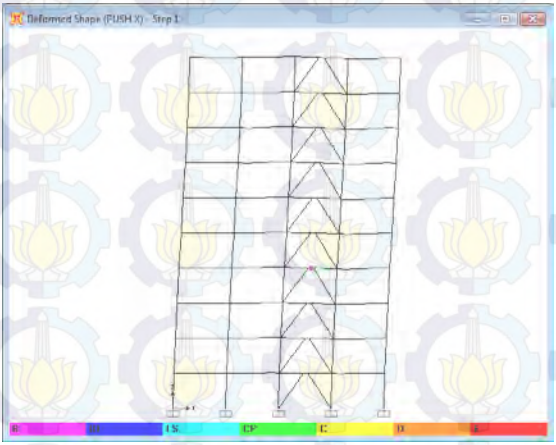
8.4 Mekanisme Keruntuhan

Pada analisa Pushover dapat dilihat mekanisme keruntuhan yang terjadi pada setiap step dimana gaya lateral ditingkatkan. Dari tiap step tersebut dapat diketahui elemen mana yang mengalami leleh terlebih dahulu serta elemen mana yang mengalami Collapse pada step terakhir.

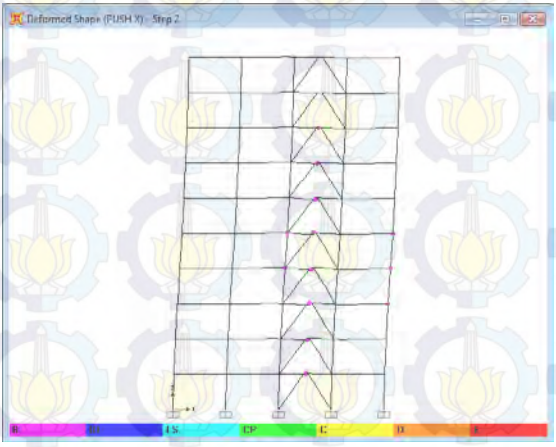
- EBF Inverted V

Dari analisa pushover, permodelan diberi beban dorng pada arah x dan y, hingga pada step terakhir terjadi collapse pada sala satu elemen.

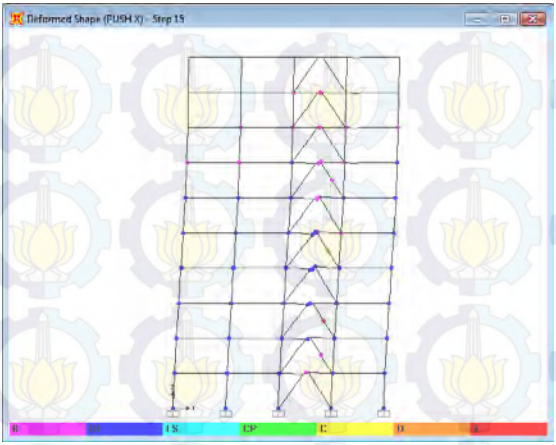
Arah x



Gambar 8. 7 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step 1

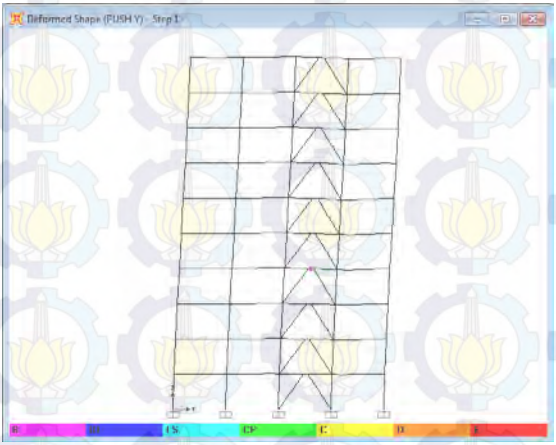


Gambar 8. 8 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 2

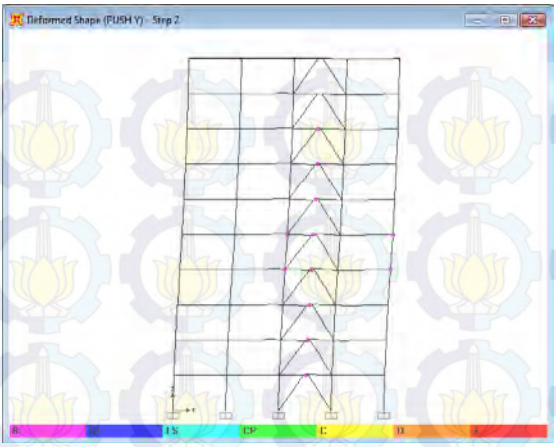


Gambar 8. 9 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah X pada Step akhir

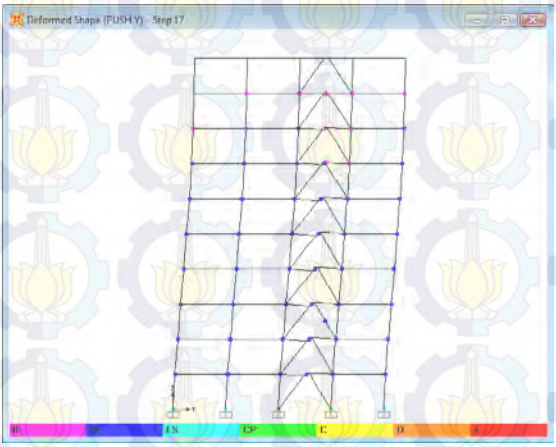
Arah y



Gambar 8. 10 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1



Gambar 8. 11 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2



Gambar 8. 12 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step akhir

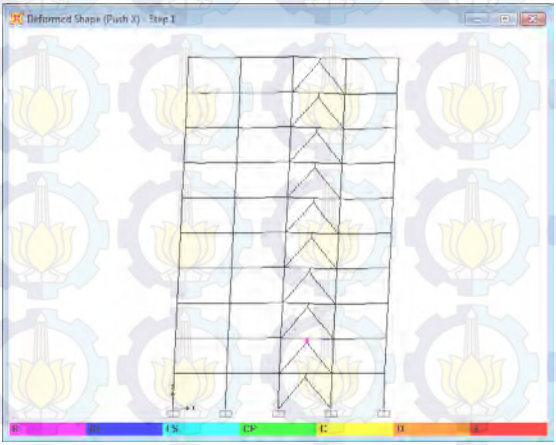
Pada step 1 akibat beban pushover arah x terjadi leleh pertama pada link lantai 4, step selanjutnya leleh juga terjadi pada link lantai 1-8 serta pada beberapa ujung balok diluar link. Pada step terakhir dapat dilihat bahwa terjadi sendi plastis pada link

lantai 1-9, ujung balok, bracing serta kolom terbawah. Hal serupa juga terjadi pada arah y. Pada gambar 8.9 menunjukan bahwa persebaran sendi plastis terjadi cukup merata, namun sayangnya kegagalan pada arah x terjadi pada bracing bukan pada link, sedangkan pada arah y kegagalan juga terjadi pada kolom terbawah. Hal tersebut menunjukan bahwa elemen bracing yang direncanakan memiliki kemampuan yang lebih kecil daripada link. Oleh sebab itu dalam perencanaan EBF Inverted V perlu dipastikan elemen balok, bracing serta kolom memiliki kapasitas yang lebih besar daripada link.

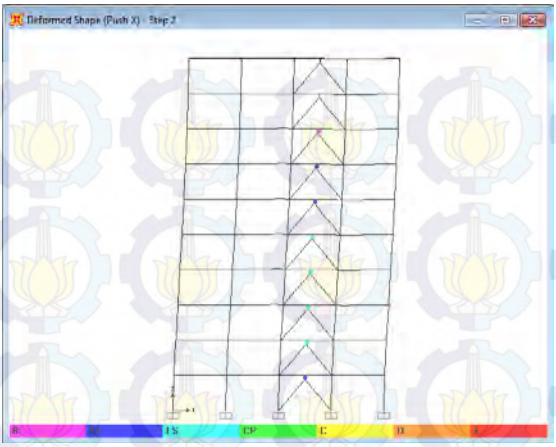
- EBF Inverted Y

Pada EBF Inverted Y baik pada arah x atau y hampir memiliki perilaku yang sama, pelelehan terjadi terlebih dahulu pada link, hal tersebut sesuai dangan gambar pada tiap step berikut :

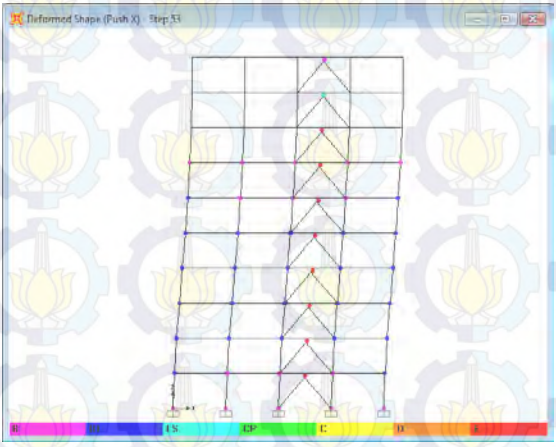
Arah x



Gambar 8. 13 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 1



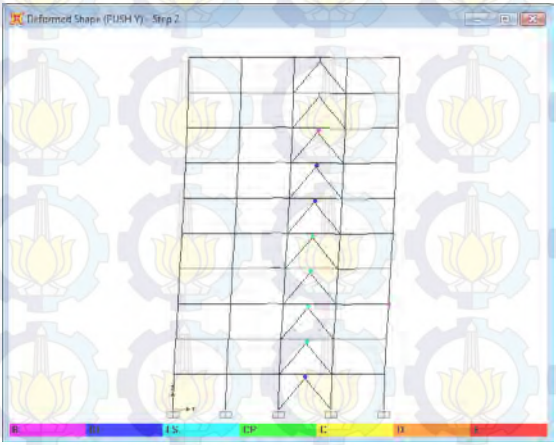
Gambar 8. 14 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 2



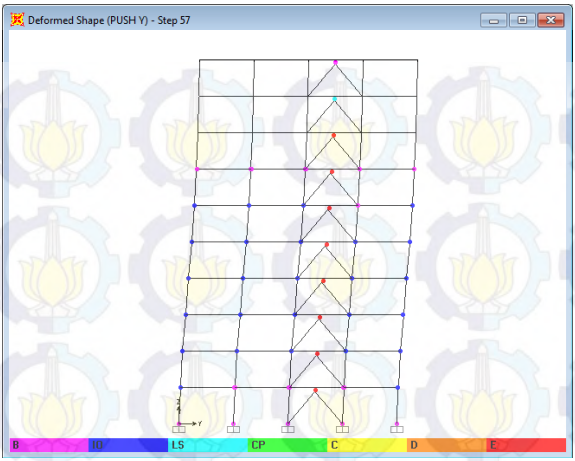
Gambar 8. 15 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step Akhir

Arah y

Gambar 8. 16 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1



Gambar 8. 17 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2



Gambar 8. 18 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step Akhir

Pada EBF Inverted Y baik pada arah x atau y hampir memiliki perilaku yang sama, pelelehan terjadi terlebih dahulu pada link lantai 2. Pada step selanjutnya sebagian besar pelelehan tersebar pada elemen link lantai 1-8, sedangkan pada step terakhir seluruh link mengalami pelelehan, persebaran pelelehan diluar link terjadi cukup merata karena selain link, pelelehan juga terjadi pada pada ujung-ujung balok lantai 1-7, sedangkan bracing dan kolom cukup stabil. Keruntuhan arah x maupun y terjadi pada elemen link lantai 1-8, hal tersebut sesuai dengan yang diharapkan karena keruntuhan terjadi pada link.

Dari segi mekanisme keruntuhan, EBF Inverted Y cukup bagus karena dengan ukuran balok, bracing dan kolom yang relatif sama dengan EBF Inverted V, kegagalan dapat dipastikan terjadi pada elemen link. Meskipun demikian, dari segi kekuatan, kekakuan, daktilitas dan tingkat kinerja EBF Inverted Y lebih rendah dibandingkan EBF Inverted V. Oleh karena itu perlu dipastikan link memiliki kestabilan dan kapasitas yang cukup sehingga dapat menerima deformasi yang cukup besar.

Dari gambar 8.1 dan 8.2 kurva pushover arah x maupun y EBF Inverted Y menunjukan perilaku struktur yang cukup berbeda dengan EBF Inverted V. Mengacu dari gambar kurva dan tabel pushover pada lampiran, setelah mengalami penurunan kekuatan pada step4-5 terjadi peningkatan kekuatan pada EBF Inverted Y, padahal pada tabel pushover ditunjukan bahwa terdapat 4 titik pada eemen lnk yang mengalami Collapse. Hal tersebut menunjukan bahwa meskipun telah terjadi kegagalan pada link, struktur EBF Inverted Y masih memiliki kekuatan yang cukup dimana struktur mampu mengalami deformasi yang cukup besar sebelum terjadi collapse pada struktur.

DAFTAR PUSTAKA

Aziz, Abdul. (2012). *Studi perilaku sistem rangka baja K-Split EBF (Eccentrically Braced Frames) terhadap beban gempa dengan analisa pushover*. Tugas Akhir. Universitas Indonesia : Jakarta.

Bruneau, M., Uang, C.M., dan Whittaker, A. 1998. **Ductile Design of Steel Structure**. Mcgraw-Hill International Edition.

Daryan, A.S., Bahrampoor, H., Ziaei, M., Golafshar, A., dan Assareh, A.M. 2008." Seismic Behavior of Vertical Shear Links made of Easy-Going Steel". **American J. of Engineering and Applied Science** 1 (4) : 368-377

Engelhardt, M.D. 2013. Basic Concept in Ductile Detailing of Steel Structure. Laporan penelitian. Universitas Texas : Austin.

Fehling, E., Pauli, W. and Bauwkamp, J.C. 1992, "Use of Vertical Shear Link in Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering, 10th World conference, Rotterdam. 4475-4479.

Jouybray, Y.M., dan Nikgalhb, A.A. 2012. "Assement of The Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frame with Vertical and Horizontal Link Made of Easy-Going Steel and Constructional Steel". **Research Journal of Applied Science, Engineering and Technology** 4 (11) : 1590-1594

Musmar, M.A.2012."Effect of Link on Eccentrically Braced Frames". **Journal of Engineering science Asciut University**, Vol 40, No:135-43

Perera, R., Gomez, S., dan Alarcon, E. 2004. "Experimental and Analytical Study of Masonry Infill Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Steel Braces". **J. Struct. Eng.** 130 : 2032-2039

Popov, E.P, Kasai, K., dan Engelhardt, M.D. 1986. "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames". Buletin of The

New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 20, No. 1 : 22-29

Popov, E.P, dan Engelhardt, M.D. 1988. "Seismic Eccentrically Braced Frames". **J. Construct. Steel Research.** 10 : 321-354

Shayanfar, M.A., Barkhordari, M.A., Dan Rezaelan, A.R. 2011. "Experimental Study of Cyclic Behavior of Composite Vertical Shear Link in Eccentrically Braced Frames". **Steel And Composite Structure**, Vol. 12, No. 1 : 13-29

BAB IX
KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa pushover dapat disimpulkan :

1. Kekuatan EBF Inverted V pada arah x (32,21%) dan pada arah y (22,78%) relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Hal tersebut dikarenakan kestabilan link horizontal lebih bagus daripada link vertikal, sehingga EBF Inverted V mampu mencapai Vult lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y.

2. Dari segi kekakuan, EBF Inverted V dan EBF Inverted Y memiliki kekakuan yang hampir sama, EBF Inverted V pada arah x (7,8%) dan pada arah y (8,8%) relatif lebih kaku dibandingkan EBF Inverted Y. Kekakuan struktur EBF Inverted V dan Y pada saat kondisi elastis relatif sama,dimana pada kedua struktur leleh pertama sama sama terjadi pada link dengan kemampuan deformasi yang hampir sama.

3. Nilai daktilitas EBF Inverted V pada arah x sebesar (6,72%) dan pada arah y (46,9%) relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Perilaku pasca leleh dari kedua struktur sangat berbeda, setelah mengalami leleh pertama EBF Inverted V masih mampu mengalami deformasi yang cukup besar dan peningkatan kekuatan yang signifikan, sedangkan pada EBF Inverted Y setelah terjadi penurunan kekuatan pada struktur,perpindahan yang terjadi tidak begitu besar, karena kemampuan deformasi link vertikal sudah menurun karena telah mengalami collapse terlebih dahulu.

4. Hasil evaluasi kinerja struktur EBF Inverted V menunjukan kinerja lebih baik. Pada arah x maupun y

EBF Inverted V menunjukan level kinerja B, sedangkan model EBF Inverted Y pada kedua arahnya menunjukan level kinerja LS.

5. Sendi plastis yang terjadi pada EBF Inverted V menyebar pada hampir seluruh balok dan link serta beberapa bracing dan kolom, tetapi keruntuhan terjadi pada elemen diluar link. Sedangkan pada EBF Inverted Y sendi plastis tersebar pada seluruh link dan pada beberapa ujung balok sedangkan bracing dan kolom cukup stabil. Keruntuhan terkontrol terjadi pada link. Pada EBF Inverted perlu dipastikan elemen diluar link memiliki kekuatan lebih besar dibanding link, sedangkan EBF Inverted Y keruntuhan terjadi pada link namun kekuatan, kekakuan dan daktilitasnya lebih rendah. Oleh karena itu perlu dipastikan link memiliki kestabilan dan kapasitas yang cukup sehingga dapat menerima deformasi yang cukup besar.

9.2 Saran

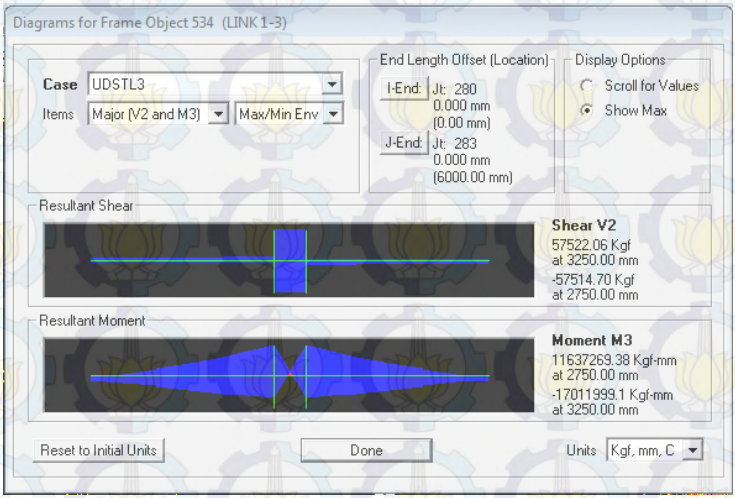
1. Perlu dilakukan analisa lebih detail dengan finite elemen program atau dengan eksperimental.
2. Untuk sistem EBF Inverted V perlu dipastikan elemen diluar link memiliki kekuatan yang lebih besar dibanding kekuatan link.
3. Untuk sistem EBF Inverted Y perlu dipastikan link memiliki kestabilan dan kapasitas yang cukup.
4. Pada penelitian selanjutnya, panjang gedung arah x dan y harap dibedakan dimana kekakuan pada 2 arahnya berbeda sehingga hasil analisa lebih akurat.

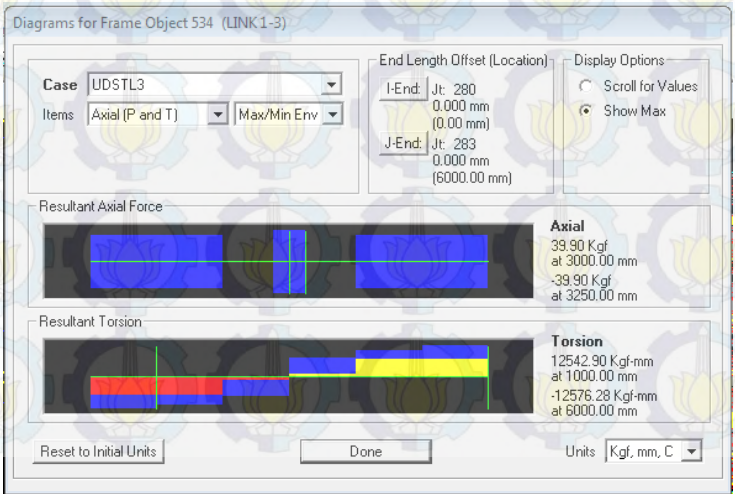
Lampiran 1 : Output Gaya Dalam SAP

Gaya Dalam Frame Yang Ditinjau Pada Struktur EBF Inverted V :

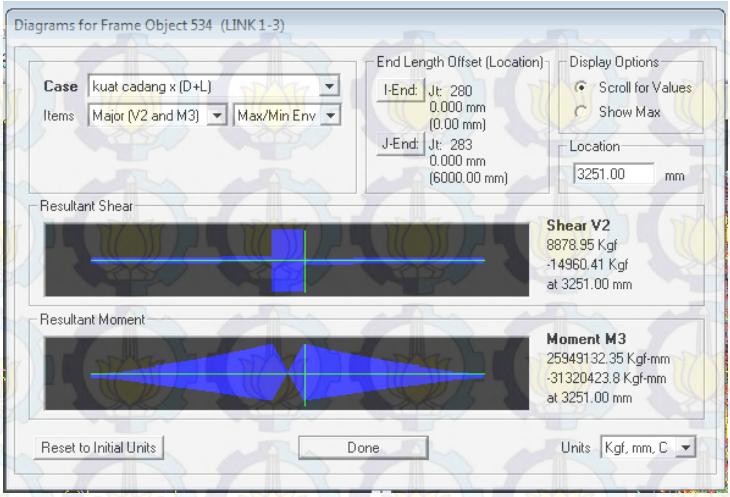
1. Untuk Kontrol Struktur Utama:

Link

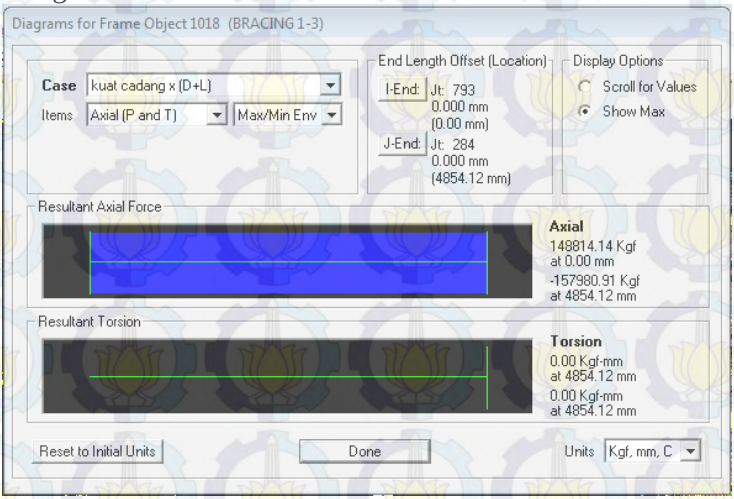




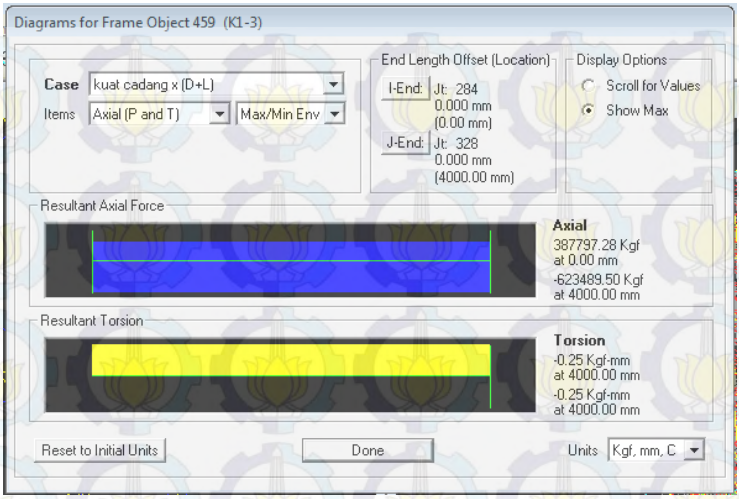
Balok Diluar Link

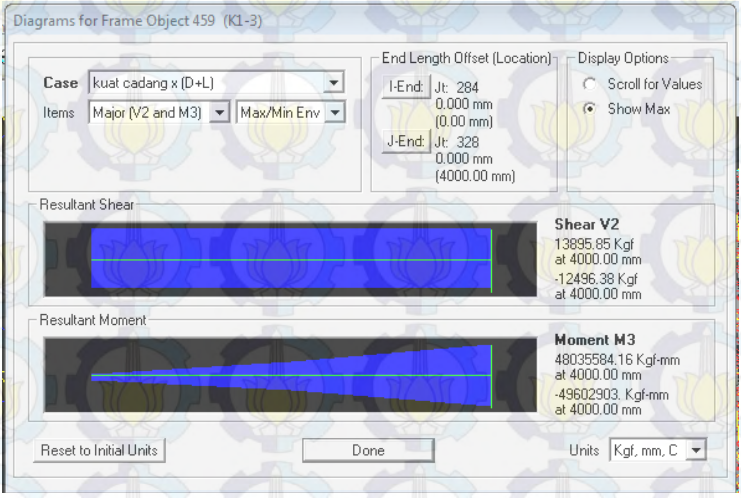


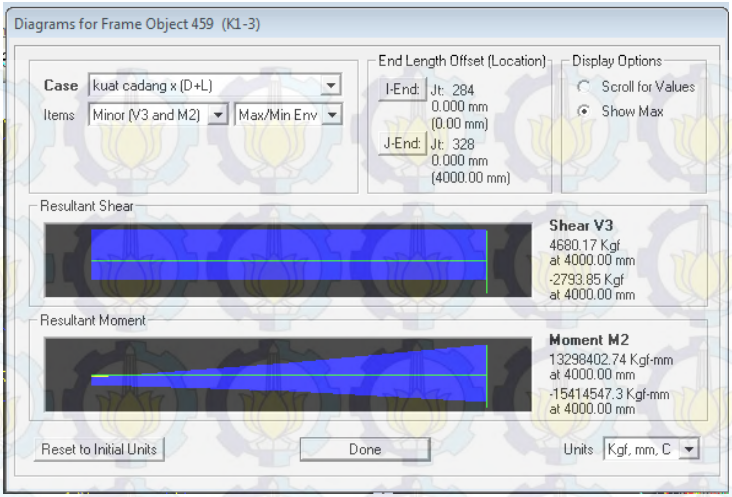
Bracing



Kolom

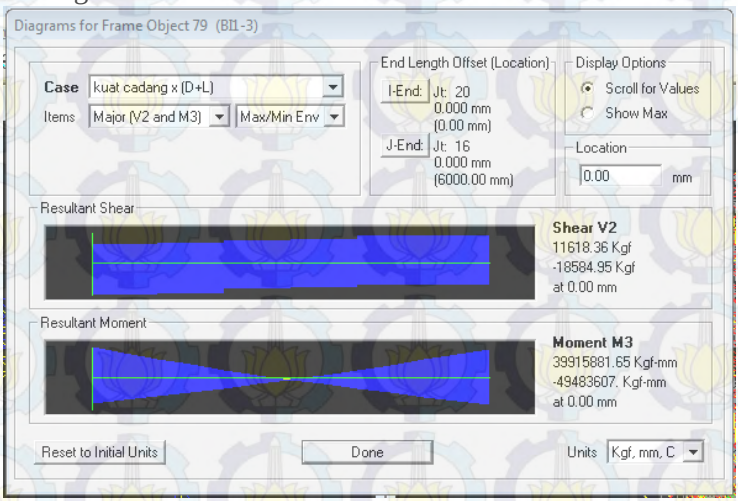

Diagrams for Frame Object 459 (K1-3)
Case kuat cadang x (D+L)
Items Axial (P and T)
Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 284
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt: 328
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Axial Force
Axial
387797.28 Kgf
at 0.00 mm
-623489.50 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Torsion
Torsion
-0.25 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-0.25 Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C


Diagrams for Frame Object 459 (K1-3)
Case kuat cadang x (D+L)
Items Major (V2 and M3)
Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 284
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt: 328
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Shear
Shear V2
13895.85 Kgf
at 4000.00 mm
-12496.38 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Moment
Moment M3
48035584.16 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-49602903. Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C

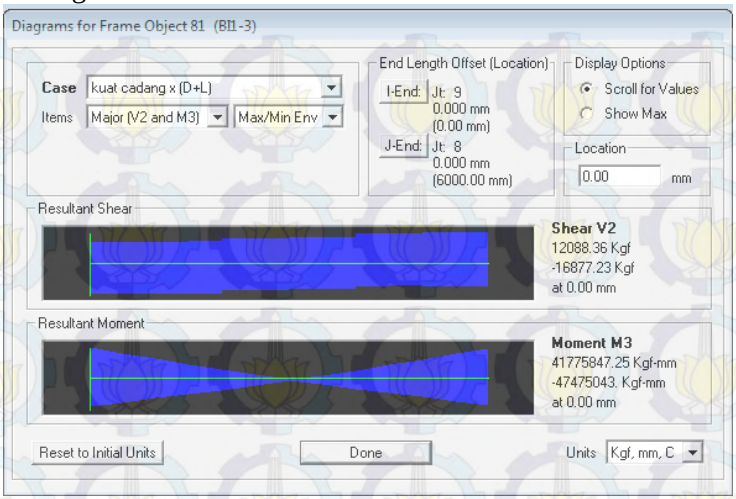


2. Untuk Perencanaan Sambungan

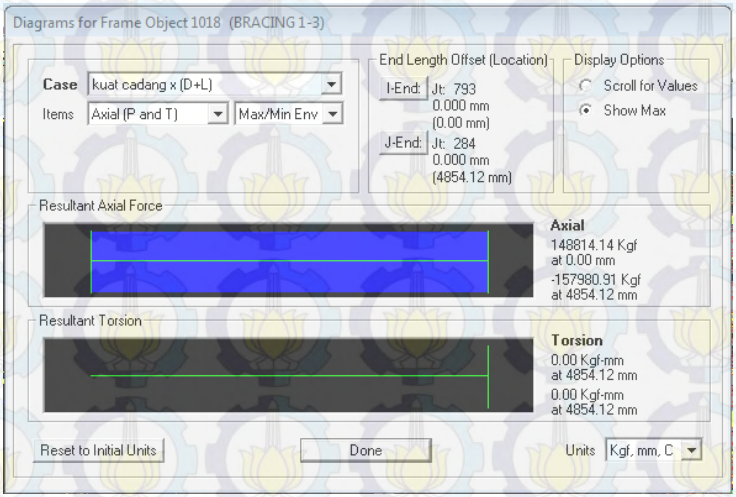
Sambungan Balok Kolom Eksterior



Sambungan Balok Kolom Interior



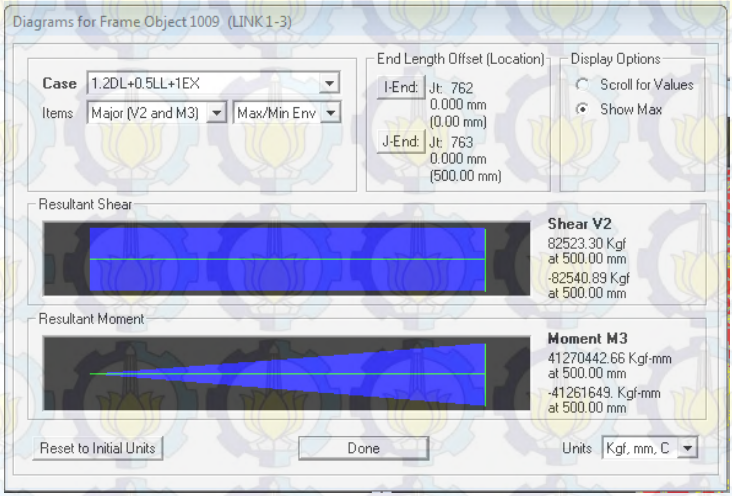
Sambungan Bracing

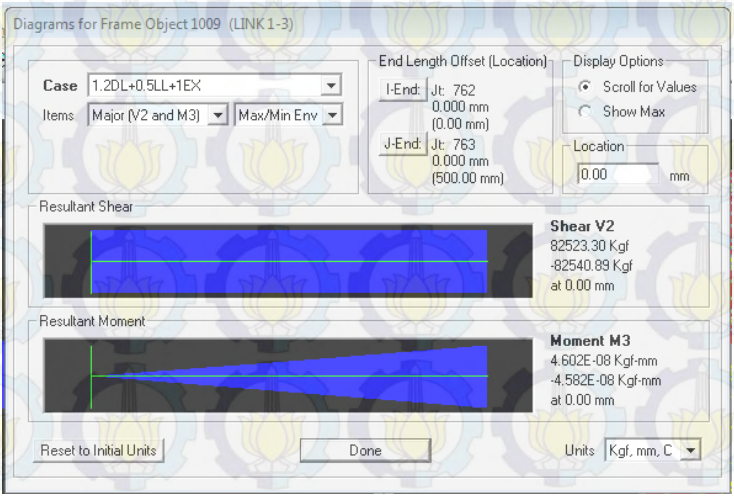


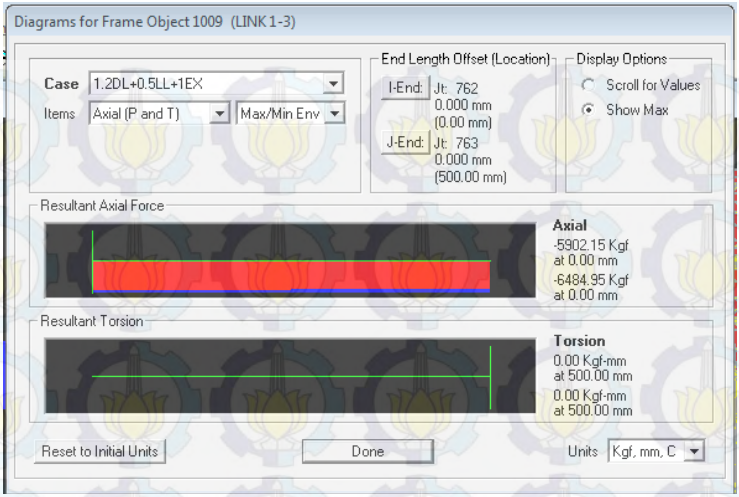
Gaya Dalam Frame Yang Ditinjau Pada Struktur EBF Inverted Y :

1. Untuk Kontrol Struktur Utama:

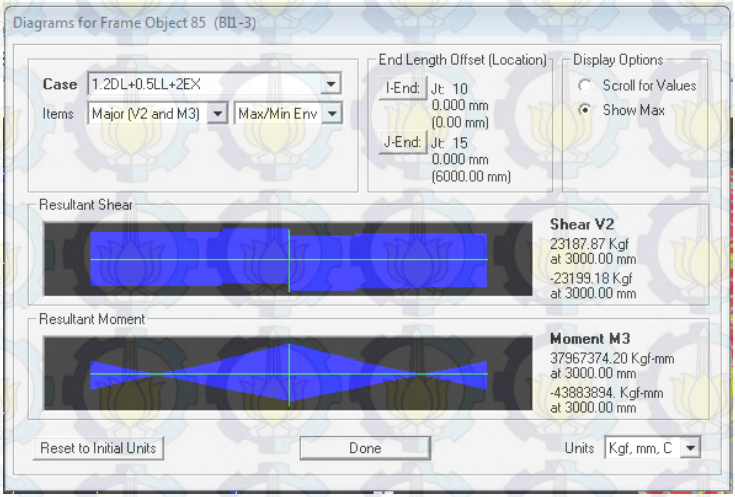
Link



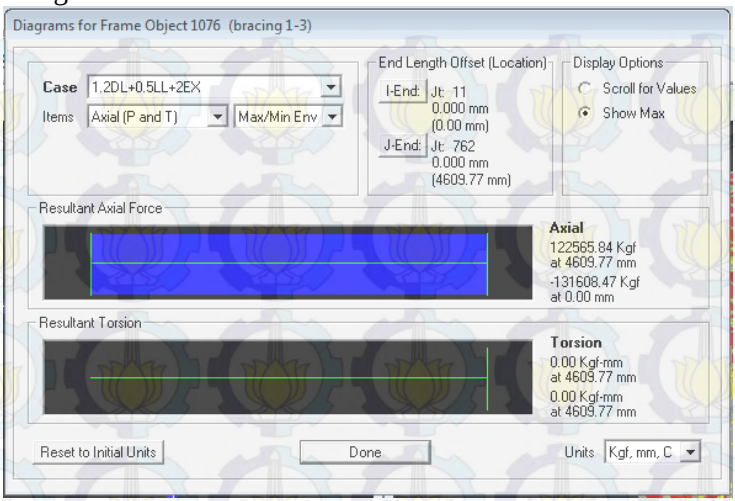




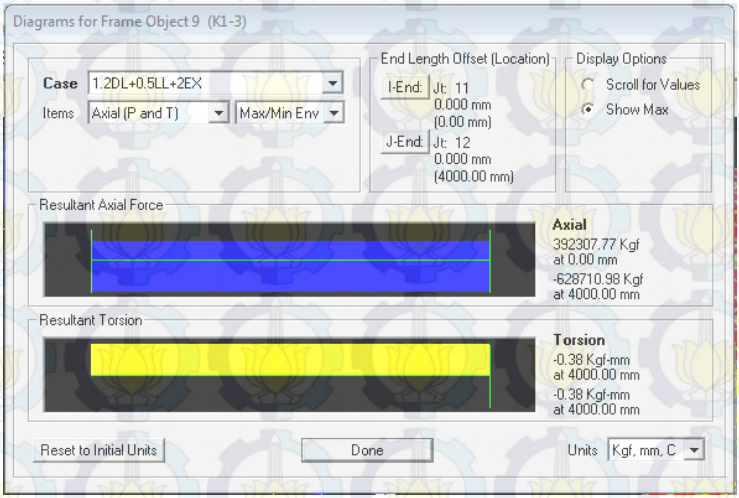
Balok Diluar Link

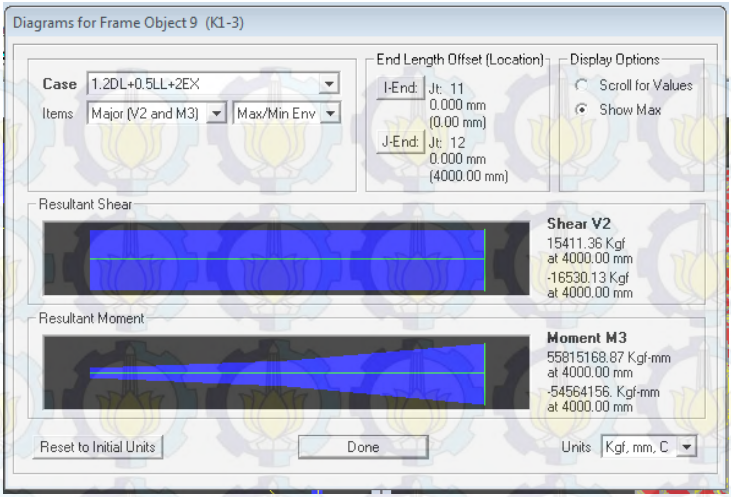


Bracing



Kolom

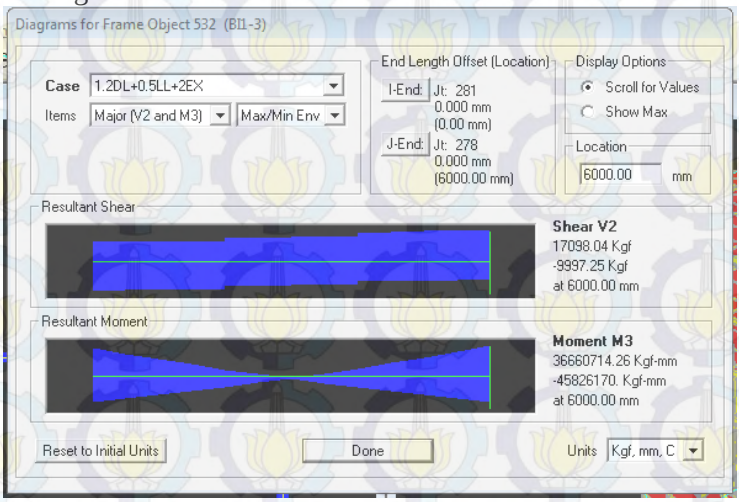



Diagrams for Frame Object 9 (K1-3)
Case 1.2DL+0.5LL+2EX
Items Major (V2 and M3) Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 11
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt: 12
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Shear
Shear V2
15411.36 Kgf
at 4000.00 mm
-16530.13 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Moment
Moment M3
55815168.87 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-54564156. Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C

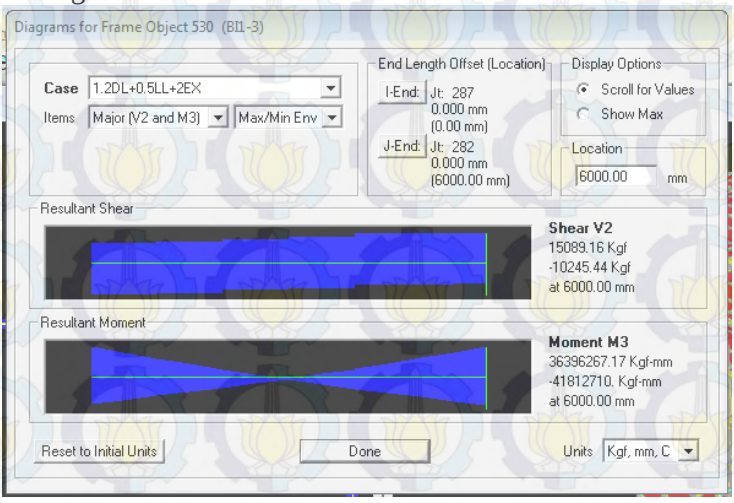
Diagrams for Frame Object 9 (K1-3)
Case 1.2DL+0.5LL+2EX
Items Minor (V3 and M2) Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 11
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt: 12
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Shear
Shear V3
3586.59 Kgf
at 4000.00 mm
-5300.78 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Moment
Moment M2
18628288.52 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-16705247.6 Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C

2. Untuk Perencanaan Sambungan

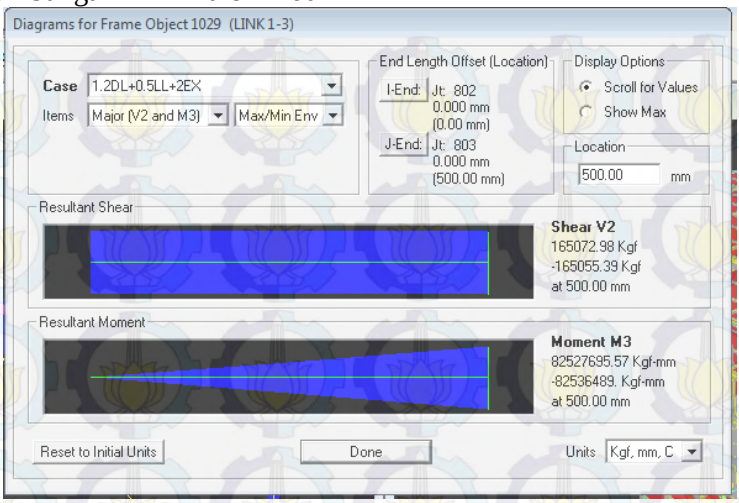
Sambungan Balok Kolom Eksterior



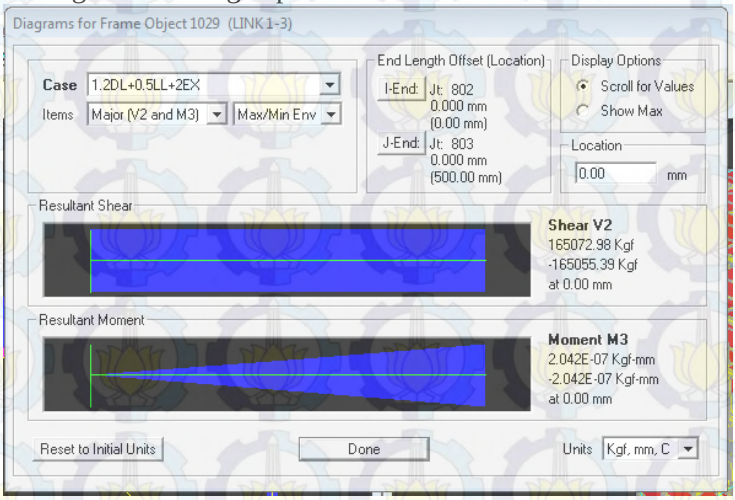
Sambungan Balok Kolom Interior



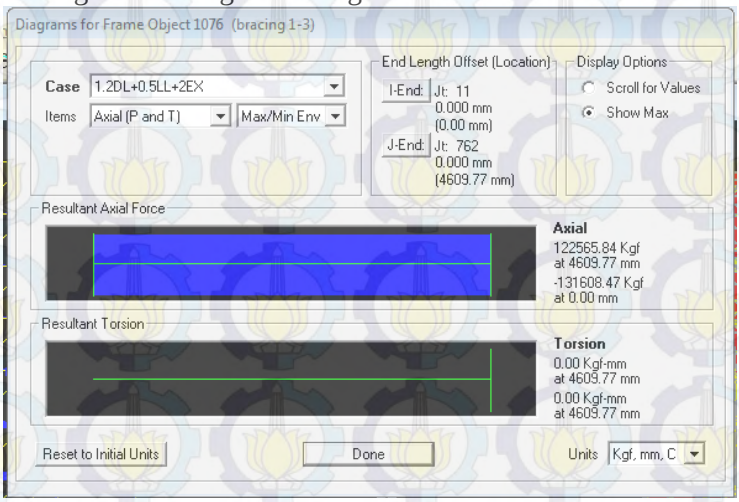
Sambungan Link-Balok Induk



Sambungan Link dengan profil T



Sambungan Sambungan Bracing Gusset Plate



Lampiran 2 : Parameter Pushover : C_0, C_m dan C_1

Table 3-1 Values for Effective Mass Factor C_m[1]

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrikc Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. Cm shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second

Table 3-2 Values for Modification Factor C_0[1]

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

Table 3-3 Values for Modification Factor C_2

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second[3]		$T > T_s$ second[3]	
	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, 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

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

Lampiran 3 :
Kurva Pushover EBF Inverted V

TABLE: Pushover Curve - PUSH X												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	3.265E-07	0	0.00	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	97.176	841205.5	0.27	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	260.285	1851104	0.60	1473	27	0	0	0	0	0	0	1500
3	347.024	2215002	0.72	1333	167	0	0	0	0	0	0	1500
4	546.193	2649245	0.86	1241	143	116	0	0	0	0	0	1500
5	728.261	2925074	0.95	1187	102	211	0	0	0	0	0	1500
6	840.204	3074515	1.00	1165	81	252	0	0	2	0	0	1500
7	840.220	2908186	0.95	1161	81	256	0	0	0	2	0	1500
8	852.813	2949374	0.96	1161	79	258	0	0	0	2	0	1500
9	877.131	2994709	0.97	1159	80	258	0	0	1	2	0	1500
10	877.147	2814358	0.92	1155	78	263	0	0	0	4	0	1500
11	884.962	2845893	0.93	1155	78	263	0	0	0	3	1	1500
12	884.978	2827548	0.92	1155	78	263	0	0	0	3	1	1500
13	887.828	2837756	0.92	1155	78	263	0	0	0	2	2	1500
14	887.844	2820187	0.92	1155	77	264	0	0	0	2	2	1500
15	891.511	2834425	0.92	1155	77	264	0	0	0	2	2	1500
	V max	3074515										

TABLE: Pushover Curve - PUSH Y												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	0	0	0.000	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	97.921	847746.4	0.264	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	259.187	1807281	0.562	1473	27	0	0	0	0	0	0	1500
3	329.996	2096073	0.652	1352	148	0	0	0	0	0	0	1500
4	520.999	2454090	0.763	1243	161	96	0	0	0	0	0	1500
5	684.596	2672313	0.831	1199	113	188	0	0	0	0	0	1500
6	875.449	2877754	0.895	1184	71	245	0	0	0	0	0	1500
7	1045.024	3054009	0.949	1164	61	273	2	0	0	0	0	1500
8	1193.314	3201732	0.995	1155	52	268	24	0	1	0	0	1500
9	1193.330	3159878	0.982	1155	52	268	23	0	0	2	0	1500
10	1197.516	3175169	0.987	1155	52	268	23	0	0	2	0	1500
11	1204.564	3188783	0.991	1155	52	268	23	0	0	2	0	1500
12	1226.912	3211764	0.999	1155	52	267	23	0	1	2	0	1500
13	1226.928	3060567	0.952	1154	53	266	23	0	0	4	0	1500
14	1269.632	3185738	0.990	1151	54	268	23	0	0	4	0	1500
15	1276.542	3197352	0.994	1150	55	268	23	0	0	4	0	1500
16	1296.128	3216490	1.000	1148	53	272	23	0	0	3	1	1500
17	1225.223	2603728	0.809	1147	54	272	23	0	0	3	1	1500
	V max	3216490										

Kurva Pushover EBF Inverted Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH X												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	0	0	0.000	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	86.249	692399.9	0.311	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	299.457	1878116	0.842	1483	3	6	8	0	0	0	0	1500
3	343.682	2079102	0.932	1455	29	6	6	0	4	0	0	1500
4	346.073	2081266	0.933	1447	37	6	4	0	6	0	0	1500
5	348.113	2076268	0.931	1437	47	6	3	0	7	0	0	1500
6	349.555	2069542	0.928	1425	59	6	2	0	8	0	0	1500
7	359.303	1975604	0.886	1389	95	6	2	0	6	0	2	1500
8	360.264	1960908	0.879	1385	99	6	2	0	5	1	2	1500
9	360.264	1960908	0.879	1385	99	6	2	0	5	0	3	1500
10	360.422	1958236	0.878	1384	100	6	2	0	4	1	3	1500
11	360.422	1958236	0.878	1384	100	6	2	0	4	0	4	1500
12	360.891	1950177	0.875	1384	100	6	2	0	4	0	4	1500
13	361.196	1946909	0.873	1382	102	6	2	0	4	0	4	1500
14	362.688	1935331	0.868	1376	108	6	2	0	4	0	4	1500
15	362.879	1934841	0.868	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
16	370.488	1938468	0.869	1365	119	6	2	0	4	0	4	1500
17	381.169	1941038	0.871	1355	129	4	4	0	4	0	4	1500
18	383.167	1941114	0.871	1351	133	4	4	0	3	1	4	1500

19	383.167	1941114	0.871	1351	133	4	4	0	3	0	5	1500
20	383.712	1941021	0.871	1351	133	4	4	0	2	1	5	1500
21	383.712	1941021	0.871	1351	133	4	4	0	2	0	6	1500
22	387.657	1940302	0.870	1349	135	4	4	0	1	1	6	1500
23	387.657	1940302	0.870	1349	135	4	4	0	1	0	7	1500
24	389.290	1939830	0.870	1349	135	4	4	0	0	1	7	1500
25	389.290	1939830	0.870	1349	135	4	4	0	0	0	8	1500
26	393.194	1938510	0.869	1348	136	4	4	0	0	0	8	1500
27	394.641	1938813	0.870	1347	137	4	4	0	0	0	8	1500
28	395.511	1939261	0.870	1347	137	4	4	0	0	0	8	1500
29	414.477	1978012	0.887	1333	151	4	2	0	2	0	8	1500
30	449.088	2013525	0.903	1303	176	7	4	0	2	0	8	1500
31	462.457	2017843	0.905	1296	182	8	4	0	0	2	8	1500
32	462.457	2017843	0.905	1296	182	8	4	0	0	0	10	1500
33	463.732	2017846	0.905	1293	185	8	4	0	0	0	10	1500
34	466.262	2017793	0.905	1292	185	9	2	0	2	0	10	1500
35	467.694	2013259	0.903	1292	185	9	2	0	2	0	10	1500
36	468.148	2013412	0.903	1292	185	9	2	0	2	0	10	1500
37	528.472	2073880	0.930	1247	180	57	4	0	2	0	10	1500
38	534.798	2076577	0.931	1245	176	63	4	0	0	2	10	1500
39	534.798	2076577	0.931	1245	176	63	4	0	0	0	12	1500
40	544.185	2079586	0.933	1235	182	67	4	0	0	0	12	1500
41	627.829	2170195	0.973	1218	118	148	2	0	2	0	12	1500

42	648.875	2183177	0.979	1203	121	160	2	0	2	0	12	1500
43	681.093	2192010	0.983	1200	117	167	2	0	1	1	12	1500
44	681.093	2192010	0.983	1200	117	167	2	0	1	0	13	1500
45	683.054	2192549	0.983	1200	117	167	2	0	0	1	13	1500
46	683.054	2192549	0.983	1200	117	167	2	0	0	0	14	1500
47	690.379	2194391	0.984	1200	117	166	3	0	0	0	14	1500
48	728.525	2229643	1.000	1178	125	179	2	0	2	0	14	1500
49	731.372	2228890	1.000	1173	130	179	2	0	2	0	14	1500
50	739.760	2158717	0.968	1173	125	184	2	0	0	2	14	1500
51	739.760	2158717	0.968	1173	125	184	2	0	0	0	16	1500
52	741.352	2143884	0.962	1173	123	186	2	0	0	0	16	1500
53	741.424	2143878	0.962	1173	123	186	2	0	0	0	16	1500
	V max	2229643										

TABLE: Pushover Curve - PUSH Y												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	2.22E-06	0	0.000	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	88.647	705275.5	0.319	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	301.657	1885447	0.852	1483	3	6	8	0	0	0	0	1500
3	344.896	2082133	0.941	1451	33	6	6	0	4	0	0	1500
4	347.498	2082633	0.941	1448	36	6	4	0	6	0	0	1500
5	349.898	2074252	0.937	1433	51	6	3	0	7	0	0	1500
6	357.132	2001410	0.904	1393	91	6	2	0	8	0	0	1500
7	358.567	1979602	0.894	1390	94	6	2	0	7	1	0	1500
8	358.567	1979602	0.894	1390	94	6	2	0	7	0	1	1500
9	358.762	1976345	0.893	1389	95	6	2	0	6	1	1	1500
10	358.762	1976345	0.893	1389	95	6	2	0	6	0	2	1500
11	359.729	1959261	0.885	1380	104	6	2	0	5	1	2	1500
12	359.729	1959261	0.885	1380	104	6	2	0	5	0	3	1500
13	359.818	1957292	0.884	1378	106	6	2	0	4	1	3	1500
14	359.818	1957292	0.884	1378	106	6	2	0	4	0	4	1500
15	360.772	1936305	0.875	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
16	361.470	1928730	0.871	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
17	361.555	1928458	0.871	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
18	365.019	1929629	0.872	1368	116	6	2	0	4	0	4	1500
19	369.273	1930547	0.872	1365	119	6	2	0	4	0	4	1500

20	373.364	1930962	0.872	1362	122	6	2	0	4	0	4	1500
21	378.214	1931193	0.872	1361	123	6	2	0	4	0	4	1500
22	380.600	1931268	0.873	1358	126	4	4	0	4	0	4	1500
23	382.547	1931115	0.872	1356	128	4	4	0	2	2	4	1500
24	382.547	1931115	0.872	1356	128	4	4	0	2	0	6	1500
25	387.889	1929802	0.872	1350	134	4	4	0	1	1	6	1500
26	387.889	1929802	0.872	1350	134	4	4	0	1	0	7	1500
27	388.643	1929573	0.872	1350	134	4	4	0	0	1	7	1500
28	388.643	1929573	0.872	1350	134	4	4	0	0	0	8	1500
29	392.584	1928337	0.871	1349	135	4	4	0	0	0	8	1500
30	392.722	1928370	0.871	1348	136	4	4	0	0	0	8	1500
31	395.830	1930219	0.872	1348	136	4	4	0	0	0	8	1500
32	418.176	1975379	0.892	1327	157	4	2	0	2	0	8	1500
33	448.695	2001366	0.904	1306	172	8	4	0	2	0	8	1500
34	450.239	2002103	0.905	1304	174	8	4	0	2	0	8	1500
35	453.581	2003143	0.905	1301	177	8	4	0	2	0	8	1500
36	462.631	2004453	0.906	1299	178	9	4	0	0	2	8	1500
37	462.631	2004453	0.906	1299	178	9	4	0	0	0	10	1500
38	463.914	2004428	0.906	1298	179	9	4	0	0	0	10	1500
39	465.157	2004320	0.906	1297	180	9	4	0	0	0	10	1500
40	469.096	2003772	0.905	1296	181	9	2	0	2	0	10	1500
41	521.639	2053595	0.928	1256	170	58	4	0	2	0	10	1500
42	529.950	2058237	0.930	1247	172	65	4	0	2	0	10	1500

43	536.062	2060217	0.931	1242	171	71	4	0	0	2	10	1500
44	536.062	2060217	0.931	1242	171	71	4	0	0	0	12	1500
45	544.687	2062109	0.932	1233	176	75	4	0	0	0	12	1500
46	635.561	2154945	0.974	1214	114	156	2	0	2	0	12	1500
47	652.718	2162352	0.977	1200	122	162	2	0	2	0	12	1500
48	683.705	2166174	0.979	1200	117	167	2	0	0	2	12	1500
49	683.705	2166174	0.979	1200	117	167	2	0	0	0	14	1500
50	685.214	2166273	0.979	1200	117	167	2	0	0	0	14	1500
51	690.900	2166244	0.979	1200	116	168	2	0	0	0	14	1500
52	744.918	2213403	1.000	1179	117	186	2	0	2	0	14	1500
53	746.626	2212603	1.000	1174	122	186	2	0	2	0	14	1500
54	753.674	2136255	0.965	1174	115	193	2	0	0	2	14	1500
55	753.674	2136255	0.965	1174	115	193	2	0	0	0	16	1500
56	754.969	2120720	0.958	1174	112	196	2	0	0	0	16	1500
57	755.049	2120711	0.958	1174	112	196	2	0	0	0	16	1500
	v max	2213403										

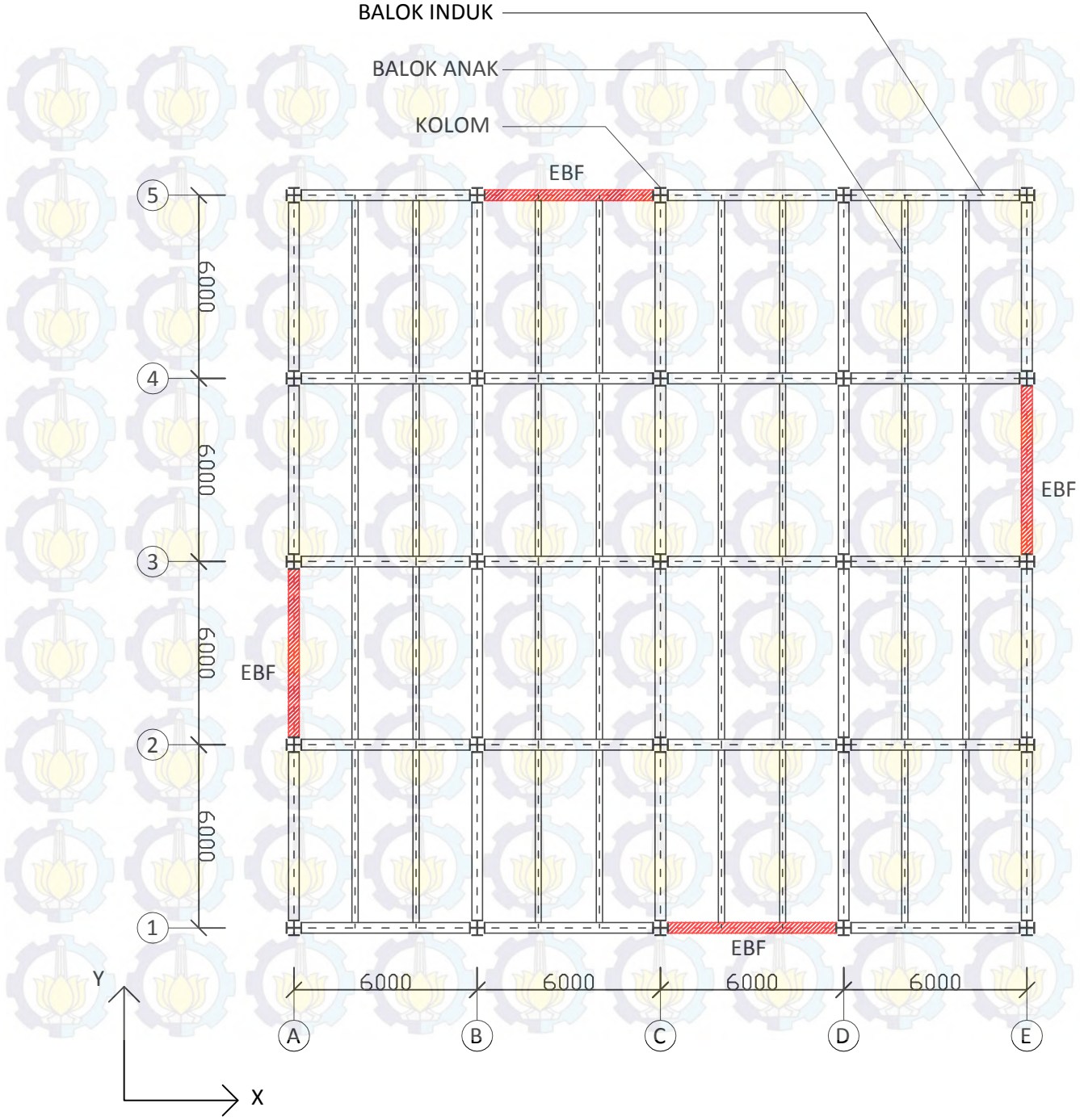
NB :

: Menunjukan kondisi ultimate.

Lampiran 4 :

Nilai Parameter Dari Idealisasi Kurva Pushover Bilinier

Struktur		Ti	Vy	Ki
EBF Inverted V	Arah x	0.8676	1134741	8656.549
	Arah y	0.8676	1136320	8657.469
EBF Inverted Y	Arah x	0.9029	1177801	8027.906
	Arah y	0.9087	1967350	7955.968



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

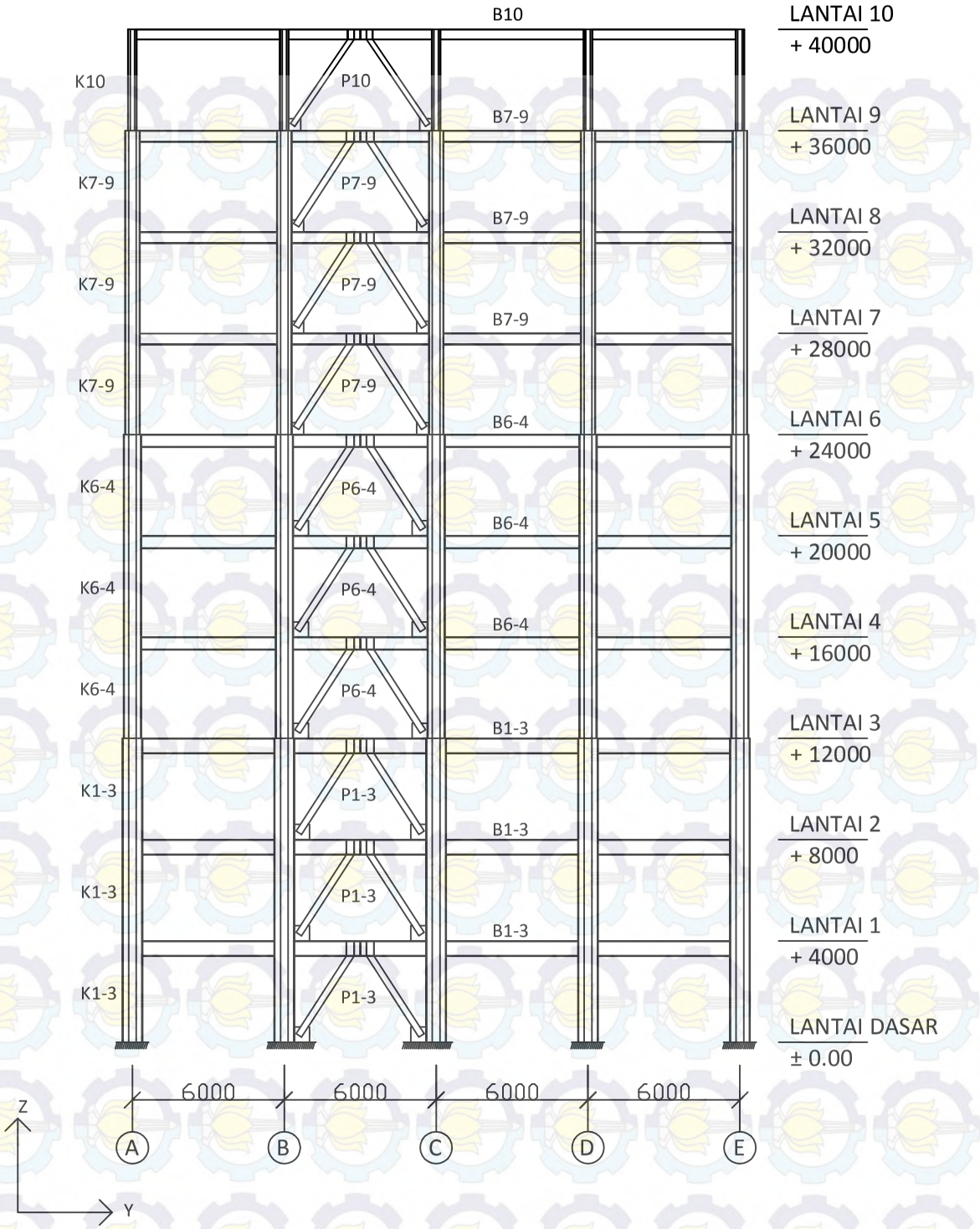
NAMA GAMBAR

DENAH

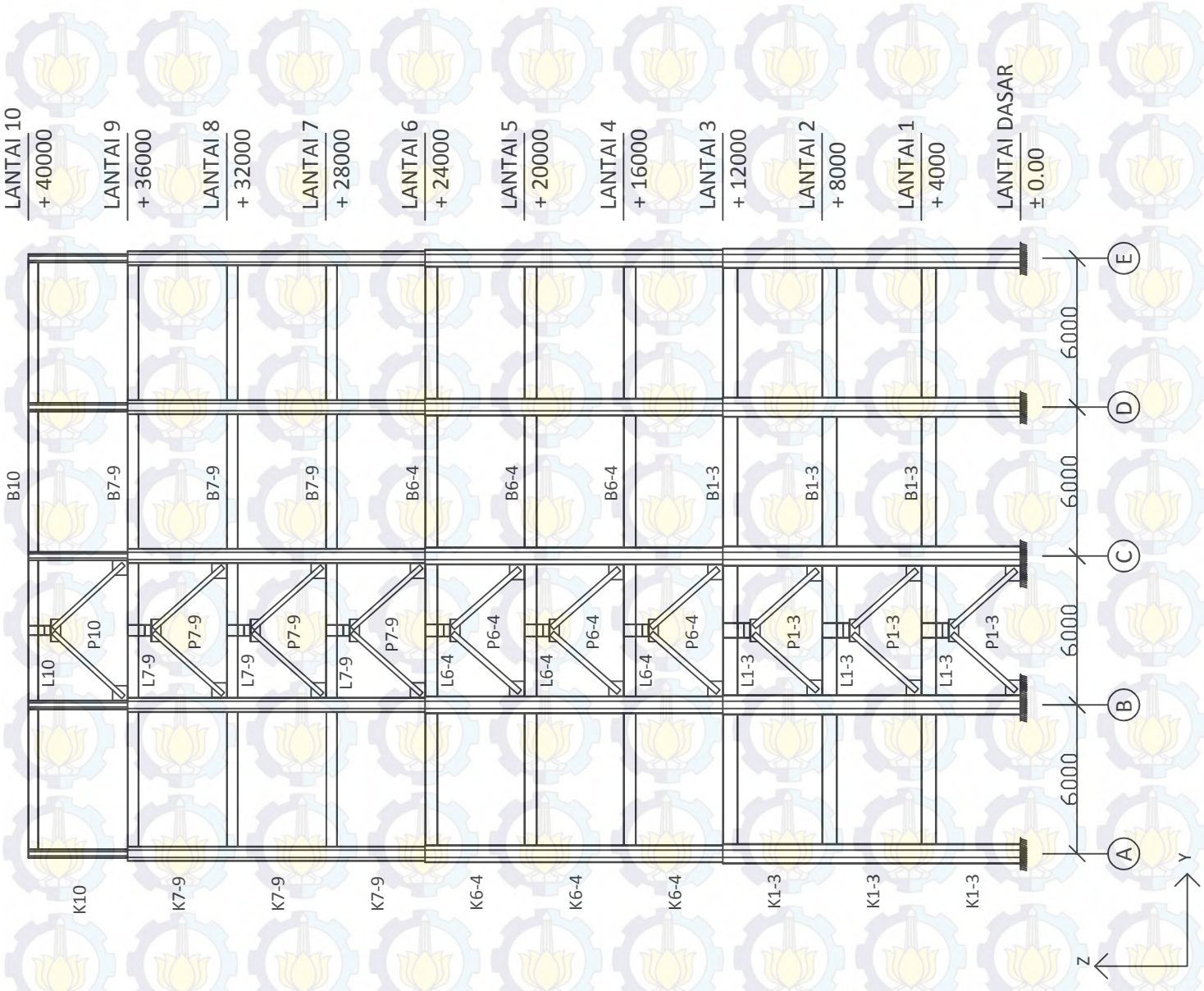
NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
01	09

SKALA

1:200



JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	
JUDUL TUGAS AKHIR	STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA
NAMA MAHASISWA	RIZQI AMALIA
NRP	3111100031
DOSEN PEMBIMBING	BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D. DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.
NAMA GAMBAR	TAMPAK DEPAN STRUKTUR EBF INVERTED V (X=0)
NOMOR GAMBAR	02
JUMLAH GAMBAR	09
SKALA	1:250



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

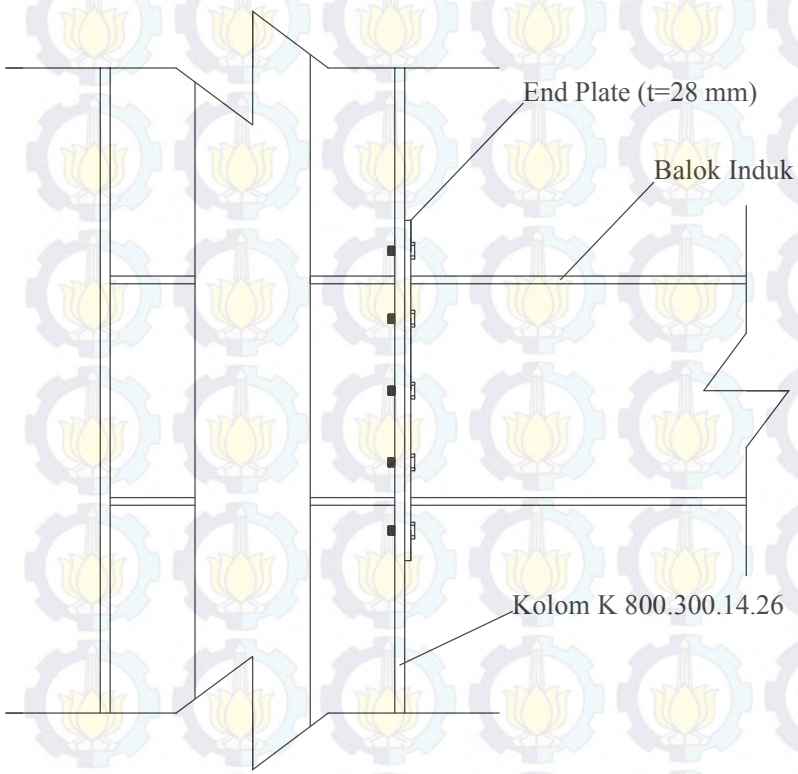
NAMA GAMBAR

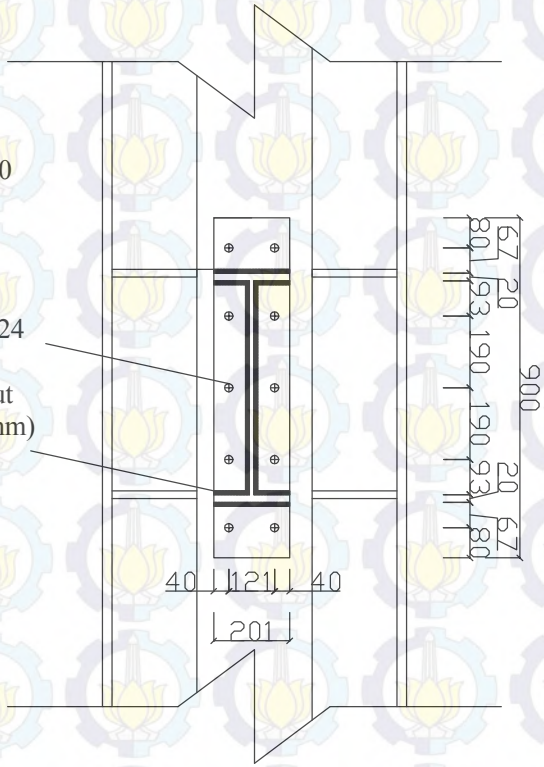
TAMPAK DEPAN STRUKTUR EBF INVERTED Y (X=0)

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
03	09

SKALA

1:250





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

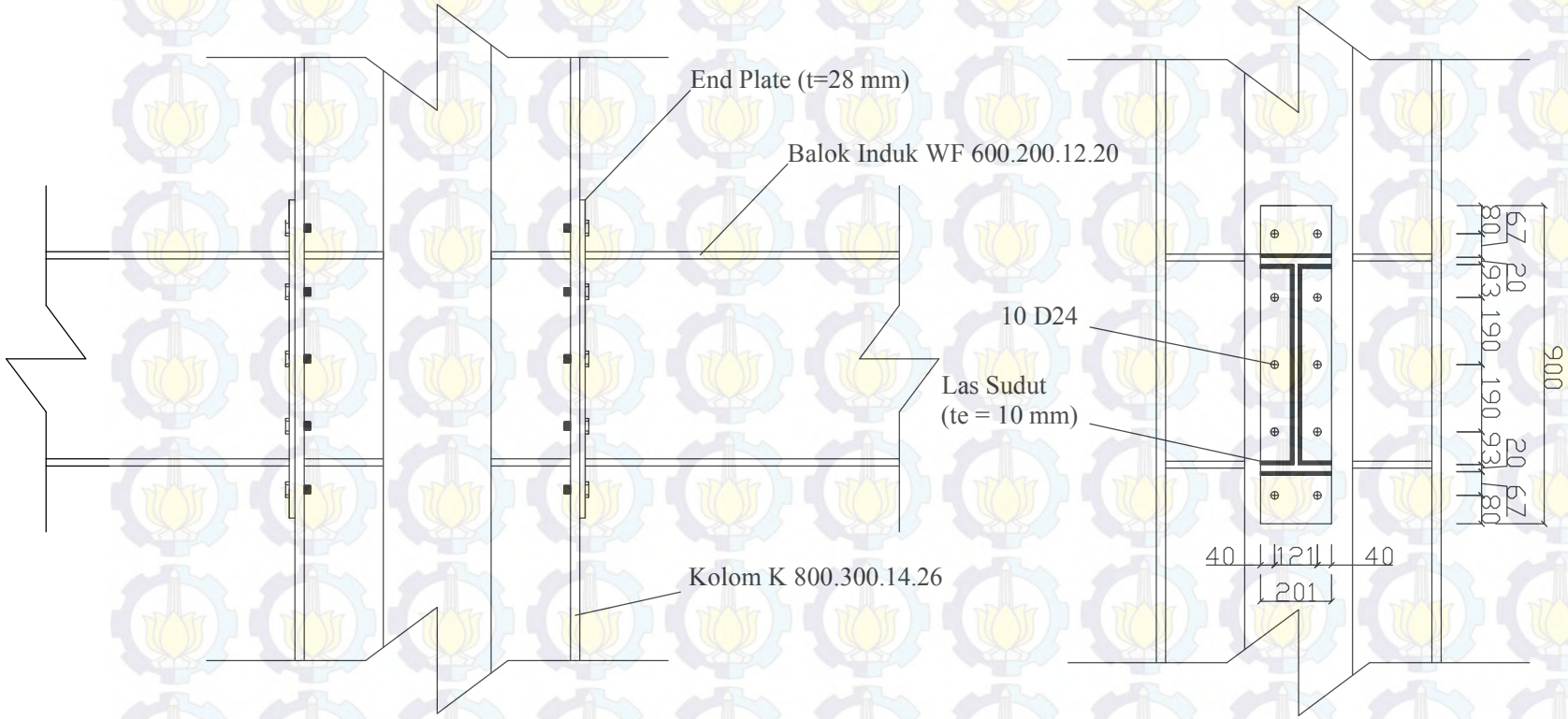
NAMA GAMBAR

SAMBUNGA BALOK KOLOM EKSTERIOR EBF INVERTED V

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
04	09

SKALA

1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

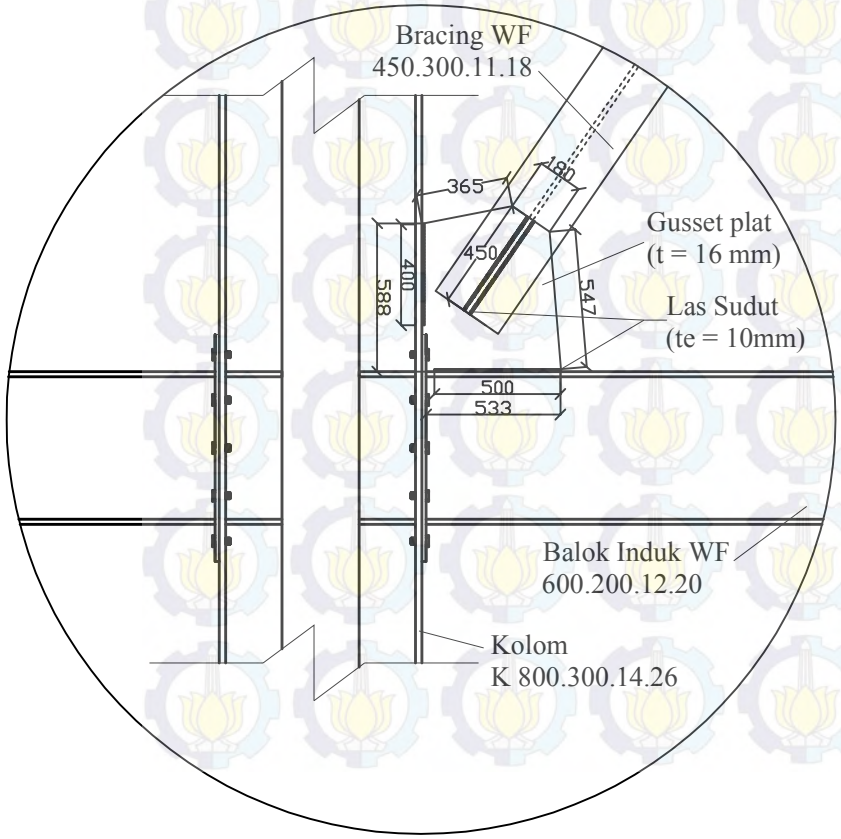
NAMA GAMBAR

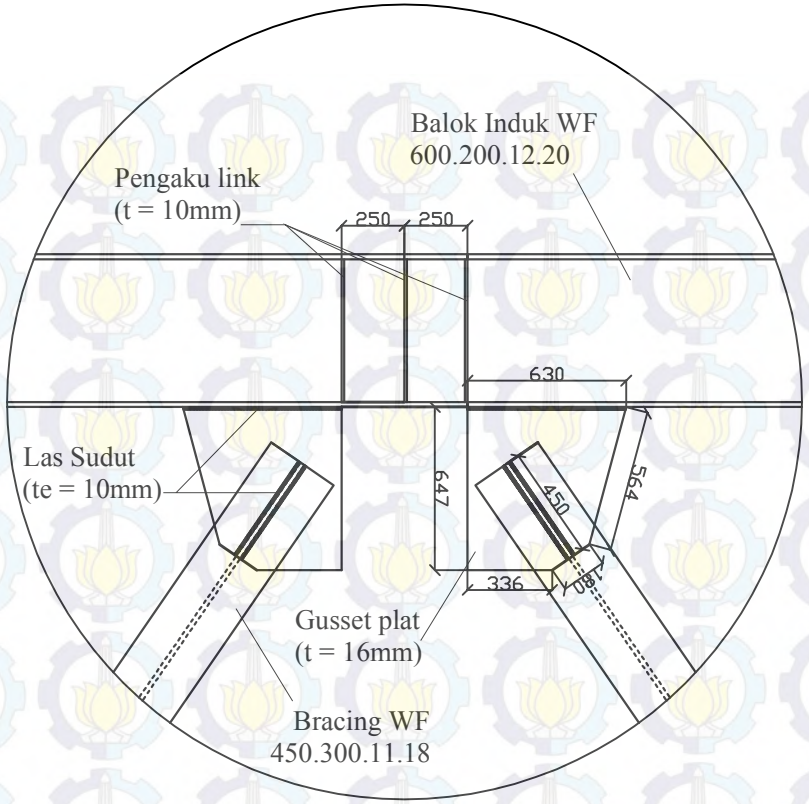
SAMBUNGA BALOK KOLOM INTERIOR EBF INVERTED V

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
05	09

SKALA

1:20





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

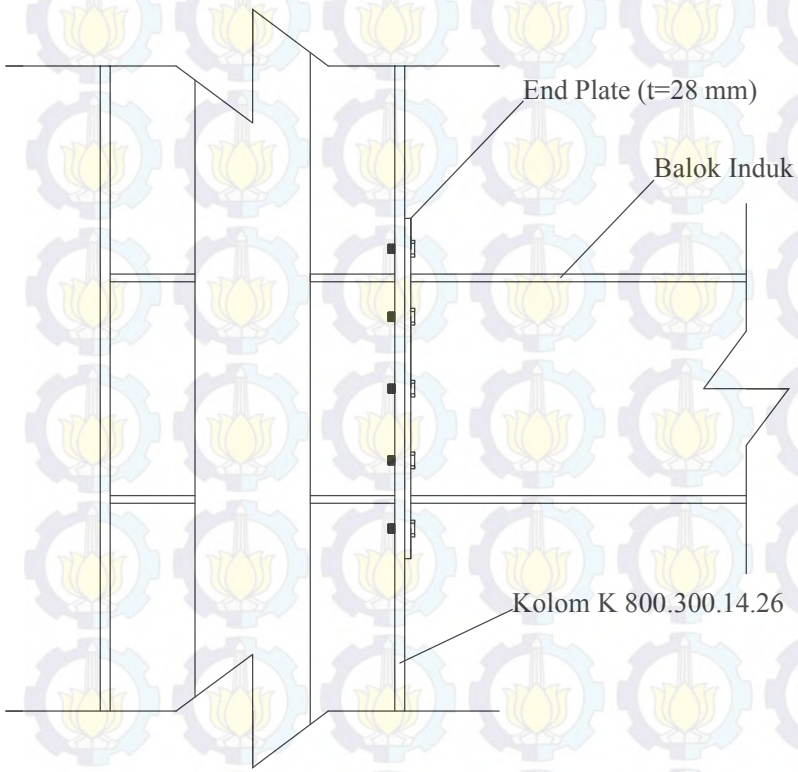
NAMA GAMBAR

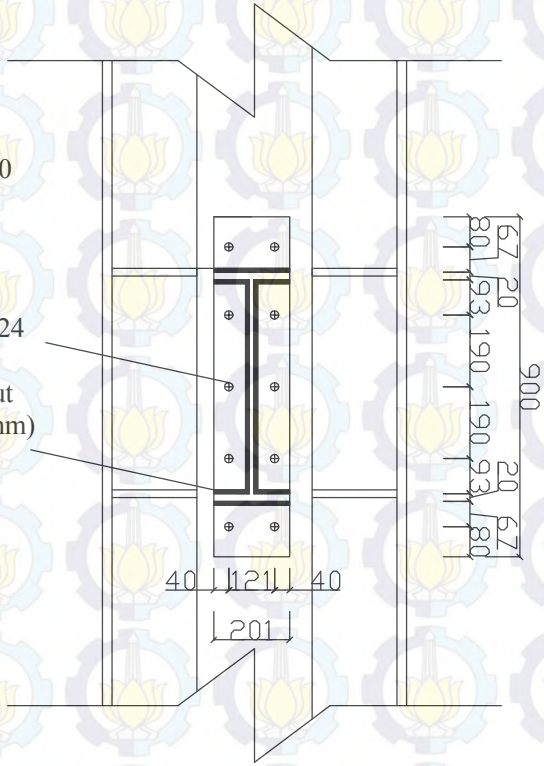
DETAIL A
DETAIL B
EBF INVERTED V

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
06	09

SKALA

1:30





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

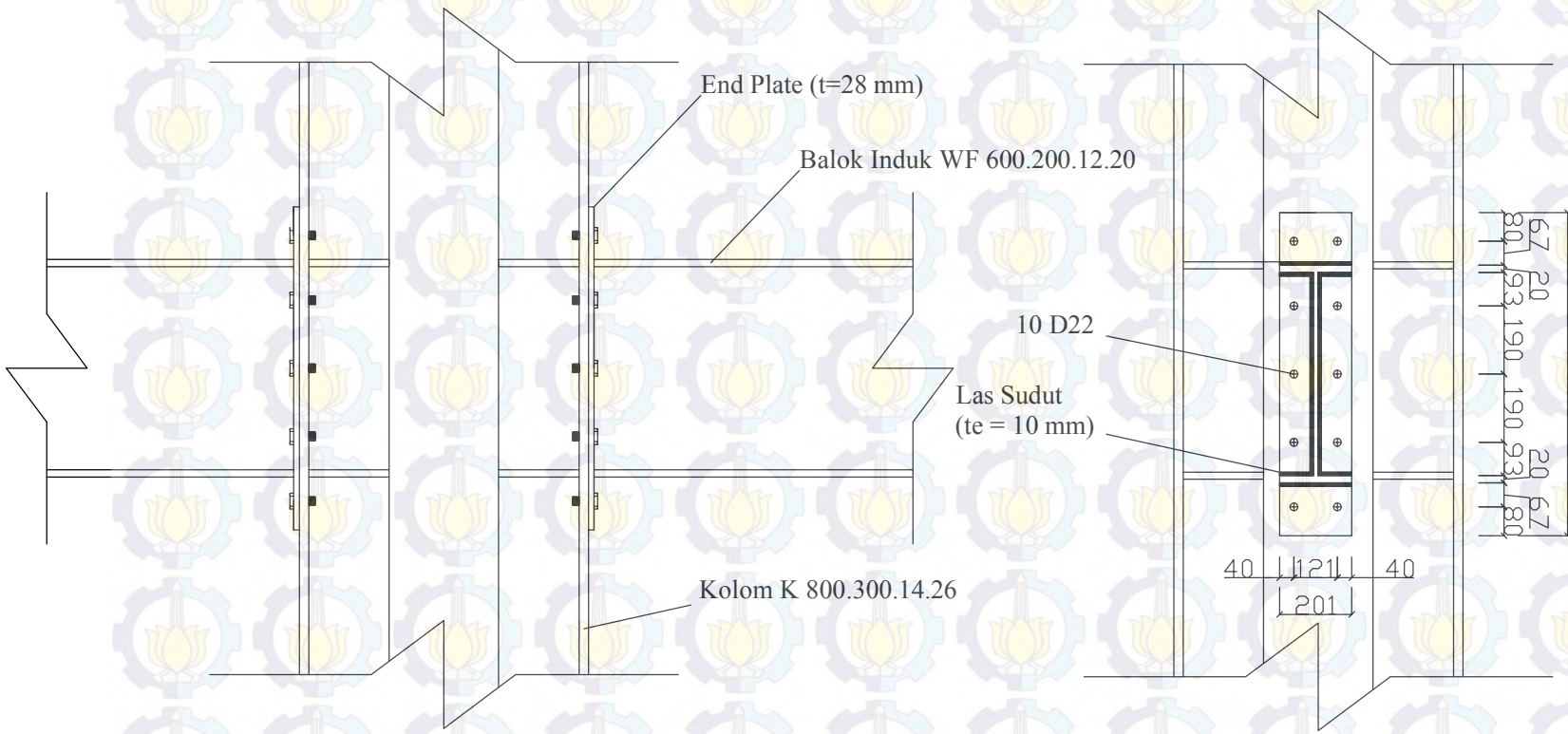
NAMA GAMBAR

SAMBUNGA BALOK KOLOM EKSTERIOR EBF INVERTED Y

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
07	09

SKALA

1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

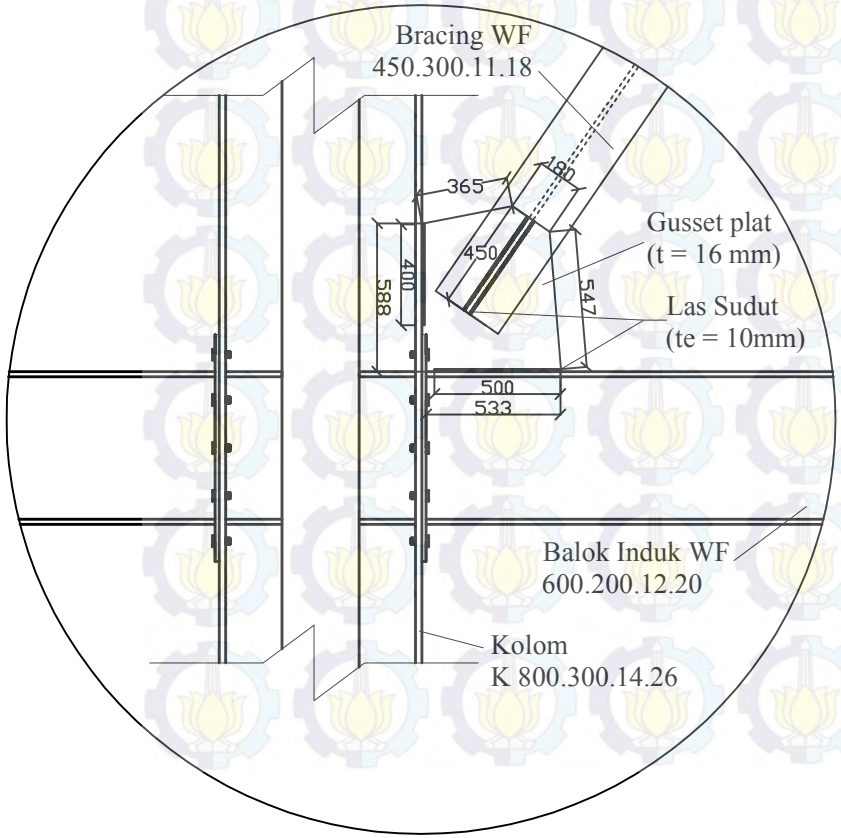
NAMA GAMBAR

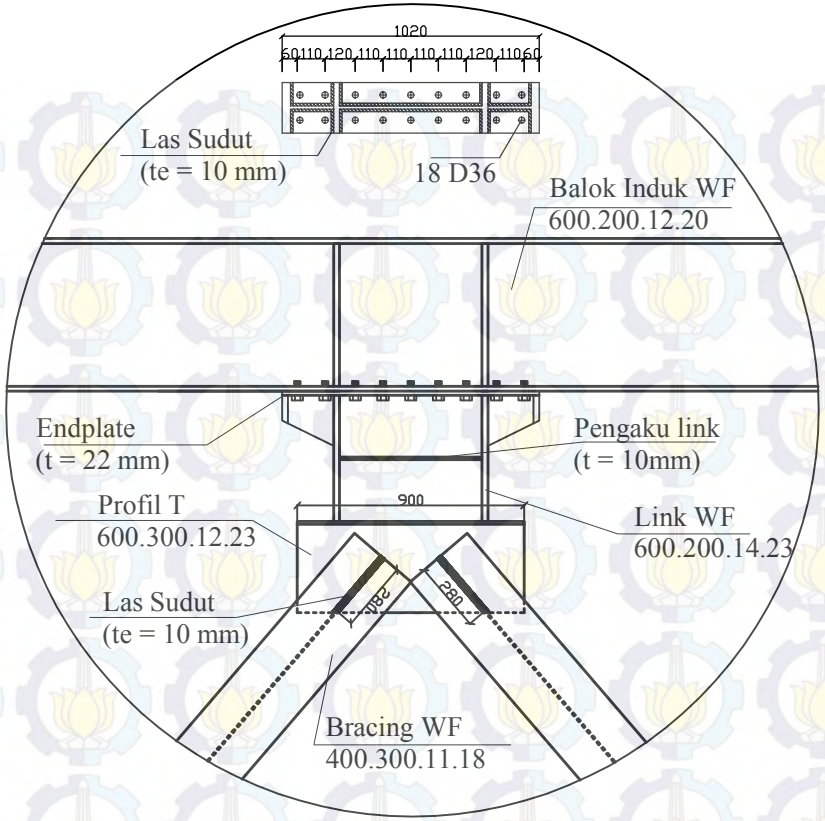
SAMBUNGA BALOK KOLOM INTERIOR EBF INVERTED Y

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
08	09

SKALA

1:20





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

NAMA GAMBAR

DETAIL A
DETAIL B
EBF INVERTED Y

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
09	09

SKALA

1:30

FINAL PROJECT - RC14 1501

COMPARATIVE STUDY OF BEHAVIOUR STRUCTURE OF ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED V AND ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED Y UNDER SEISMIC LOADING

RIZQI AMALIA
NRP 3111 100 031

Major Supervisor
Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D
Data Iranata, ST, MT, Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institut of Technology
Surabaya 2015

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED* V DAN *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED* Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

Nama Mahasiswa : Rizqi Amalia
NRP : 3111100031
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi 1 : Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D
Dosen Konsultasi 2 : Data Iranata, ST, MT, Ph.D

ABSTRAK

Eccentrically braced frames (EBF) merupakan sistem struktur baja penahan gempa, dimana pada salah satu dari ujung pengaku terhubung pada balok sehingga terdapat segmen terpisah pada balok yang disebut link. Pada beberapa kasus, konstruksi dengan menggunakan inverted V (link horizontal) tipe link geser tidak mungkin dilaksanakan pada semua lantai karena pada beberapa lantai yang memikul beban vertikal yang sangat besar, link yang harus mengalami plastis sedangkan balok diluar link harus tetap berperilaku elastis bahkan dibawah kondisi gempa besar, maka muncul gagasan mengenai pemakaian EBF dengan link vertikal atau disebut EBF Inverted Y.

Tugas akhir ini menganalisa perilaku struktur pada EBF tipe inverted V dan inverted Y. Sistem struktur dimodelkan sebagai struktur 10 lantai dengan fungsi perkantoran dan berada di wilayah gempa Padang. Dari hasil analisa pushover menunjukkan bahwa model EBF Inverted V memiliki kekuatan yang lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y dengan prosentase 32,21%. Kekakuan elastis dari EBF Inverted V juga lebih besar 8,8% dibandingkan EBF Inverted Y. Dari tabel pushover, daktilitas yang dimiliki EBF Inverted V 46,9% relatif lebih besar dibanding dengan EBF Inverted Y. Level kinerja pada

saat gempa rencana, EBF inverted V menunjukan level kinerja B sedangkan EBF Inverted Y berada pada level LS. Dengan ukuran link, balok, bracing dan kolom yang relatif sama, dari segi mekanisme keruntuhan, kegagalan EBF Inverted Y dapat terkontrol pada elemen link saja namun pada EBF Inverted V perlu dipastikan elemen diluar link memiliki kapasitas yang lebih besar.

Kata Kunci : Eccentrically Braced Frame, Inverted V, Inverted Y, Pushover Analisis, Perilaku Struktur.

COMPARATIVE STUDY OF BEHAVIOUR STRUCTURE OF ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED V AND ECCENTRICALLY BRACED FRAMES INVERTED Y UNDER SEISMIC LOADING

Name	**: Rizqi Amalia**
NRP	**: 3111100031**
Departement	**: Teknik Sipil FTSP-ITS**
Supervisor 1	**: Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D**
Supervisor 2	**: Data Iranata, ST, MT, Ph.D**

ABSTRACT

Eccentrically braced frames (EBF) are a lateral load-resisting system for steel building which have at least one end of every brace is connected to beams so that are a beam segment called a link. In any case, construction an EBF using eccentric inverted V-bracing with shear links for all stories was not possible since at several of the floors had to carry very large vertical loads and the operational requirements stipulated that the girder were required to remain elastic even under severe earthquake condition, for those reason, it appears idea of using EBF with vertical link or called EBF Inverted Y.

This thesis analyses the behavior of the structure on EBF Inverted V and Inverted Y. the system structure is modeled as a structure of 10 floors and functioned as an offices in Padang. The results of pushover analysis shows that the model EBF Inverted V have greater strength than EBF Inverted Y with percentage 32,21%. Elastic rigidity of EBF Inverted V is also greater compared to EBF Inverted Y with percentage are 8,8%. From pushover table, ductility of EBF Inverted V is 46,9% relatively greater than EBF Inverted Y. in terms of perfomance level at earthquake design, EBF Inverted V indicates perfomance level at B while the EBF Inverted Y are at the level of LS. With size of the

link, beams, bracing and columns are relatively same, in terms of collapse mechanism, the failure of EBF Inverted V can be controlled on a link element only, but on EBF Inverted Y need assured elements outside of the link has a larger capacity.

Keyword : Eccentrically Braced Frame, Inverted V, Inverted Y, Pushover Analysis, Structure Behavior

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, puji syukur kehadirat Allah SWT karena atas berkah, karunia, rahmat dan hidayah-Nya Tugas Akhir ini telah terselasaikan dengan baik. Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik bidang studi struktur program studi S1 Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, penulis tidak berjalan sendirian. Banyak pihak yang telah membantu proses pengerjaan Tugas Akhir ini hingga selesai. Maka dari itu dengan rasa hormat penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Tuhan Yang Maha Esa, Yang selalu setia memberikan hidayah-Nya dalam proses pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Orang Tua saya Nurhadi Saputro dan Winarsih yang senantiasa memberikan dukungan moral, doa dan dukungan materi selama pengerjaan tugas akhir ini.
3. Bapak Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D selaku dosen pembimbing I yang telah memberikan waktu, tenaga dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Data Iranata, ST, MT, Ph.D selaku dosen pembimbing II yang telah memberikan waktu, tenaga dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Saudara saya Ardhi Ismana dan Jaka Nugraha yang selalu memberikan semangat dan doa untuk kelancaran penyusunan Tugas Akhir ini.
6. Seluruh sahabat dan teman-teman satu angkatan Teknik Sipil 2011 yang telah memberikan dukungan semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
7. Sabila Desvi, Rahayuning Pangestuti, Ahmad Zanuar C, Septiana Rahmawati, Ismaya Fatmasari dan Hendra Anisa

yang selalu menghibur dan memberi semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

8. Faricha Azizah, Ariq Nazar, Icmi Ag dan Guncahyo W yang telah meluangkan waktunya untuk mendengar keluhan dan memberikan semangat dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam Tugas Akhir ini masih belum sempurna. Oleh karena itu, penulis berharap kritik dan saran dari pembaca demi kebaikan untuk kedepannya. Semoga Tugas Akhir ini bisa memberikan manfaat, baik bagi penulis maupun bagi para pembaca. Amin.

Surabaya, 06 Juli 2015

Hormat Kami,

Rizqi Amalia

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL ..... **i**
LEMBAR PENGESAHAN ..... **iii**
ABSTRAK ..... **iv**
ABSTRACT ..... **vi**
KATA PENGANTAR ..... **viii**
DAFTAR ISI ..... **x**
DAFTAR TABEL ..... **xvi**
DAFTAR GAMBAR ..... **xx**
BAB I PENDAHULUAN **1**
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Perumusan Masalah 4
1.2.1 Permasalahan Umum 4
1.2.2 Detail Permasalahan 4
1.3 Tujuan Penelitian. 5
1.3.1 Tujuan Umum 5
1.3.2 Detail Tujuan 5
1.4 Batasan Masalah 5
1.5 Manfaat 6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA **7**
2.1 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa 7
2.2 Konsep Eccentrically Baced Frames 8
2.3 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe Inverted V Dan Inverted Y 9
2.3.1 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe Inverted V 9

2.3.2 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe Inverted Y 10
2.4 Sudut Rotasi Link Beam 12
2.5 Jurnal Terkait 13
BAB III METODOLOGI 17
3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir 17
3.2 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir 18
3.2.1 Studi Literatur 18
3.2.2 Kriteria Desain 19
3.2.3 Preliminary Desain..... 19
3.2.4 Perencanaan Elemen Sekunder 20
3.2.5 Perhitungan Pembebanan Dan Kombinasi Pembebanan 20
3.2.6 Pemodelan Dan Analisa Struktur 27
3.2.7 Kontrol Desain Struktur Utama 28
3.2.8 Analisa Pushover Pada Struktur Utama Dan Kurva Pushover 41
3.2.9 Evaluasi Hasil Pemodelan 41
BAB IV PRELIMINARY DESAIN 43
4.1 Data Perencanaan..... 43
4.2 Perencanaan Awal Dimensi Struktur..... 43
4.2.1 Preliminary Desain Balok Anak 43
4.2.2 Preliminary Desain Balok Induk 46
4.2.3 Preliminary Desain Link 48
4.2.4 Preliminary Desain Kolom..... 51
4.2.5 Preliminary Desain Bracing 53
4.3 Rekapitulasi Preliminary Desain 55

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER 57
5.1 Perencanaan Balok Anak 57
5.2 Balok Anak Atap 57
5.3 Balok Anak Lantai 1-9 61
BAB VI PEMBEBANAN DAN PEMODELAN STRUKTUR 67
6.1 Pemodelan Struktur 67
6.2 Pembebanan Struktur Utama 68
6.3 Kontrol Desain 69
6.3.1 Parameter Respon Struktur Rencana 70
6.3.2 Kontrol Partisi Massa 71
6.3.3 Kontrol Periode Getar 73
6.3.4 Kontrol Gaya Geser Dasar Respon Spektrum 74
6.3.5 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai 78
6.4 Kombinasi Pembebanan 85
6.5 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted V 86
6.5.1 Kontrol Link 86
6.5.2 Kontrol Bracing 90
6.5.3 Kontrol Balok Diluar Link 92
6.5.4 Kontrol Kolom 94
6.6 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted Y 100
6.6.1 Kontrol Link 100
6.6.2 Kontrol Bracing 103
6.6.3 Kontrol Balok Diluar Link 106
6.6.4 Kontrol Kolom 108

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN 115
7.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior 115
7.1.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior EBF Inverted V 115
7.1.2 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior EBF Inverted Y 121
7.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior 127
7.2.1 Sambungan Balok dan Kolom Interior EBF Inverted V 127
7.2.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior EBF Inverted Y 133
7.3 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom 138
7.3.1 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom pada EBF Inverted V 138
7.3.2 Sambungan Link-Balok, Bracing -Link Dan Bracing-Balok-Kolom pada EBF Inverted Y 143
BAB VIII EVALUASI HASIL ANALISA PUSHOVER..... 153
8.1 Analisa Kurva Pushover 153
8.1.1 Kekuatan Struktur 154
8.1.2 Kekakuan Elastik 159
8.1.3 Daktilitas Struktur 160
8.2 Target Perpindahan 161
8.3 Evaluasi Kinerja Struktur 167
8.4 Mekanisme Keruntuhan 168
BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN 177
9.1 Kesimpulan 177
9.2 Saran 178

DAFTAR PUSTAKA 179
LAMPIRAN

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Koefisien Situs, F_a	22
Tabel 3.2	Koefisien Situs, F_v	23
Tabel 3.3	Batasan Nilai Rasio Lebar Terhadap Tebal, λ_p Untuk Elemen Tekan Pada Elemen Balok	29
Tabel 3.4	Batasan Nilai Rasio Lebar Terhadap Tebal, λ_p Untuk Elemen Tekan Pada Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa	29
Tabel 3.5	Batasan Bentang Untuk Pengekang Lateral	30
Tabel 3.6	Ketentuan Perencanaan Pengaku Badan Pada Link	35
Tabel 3.7	Batasan Nilai Rasio Lebar Terhadap Tebal, λ_p Untuk Elemen Tekan Pada Elemen Kolom	38
Tabel 4.1	Perencanaan panjang dan kapasitas link horizontal	49
Tabel 4.2	Perencanaan panjang dan kapasitas link vertikal	50
Tabel 4.3	Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted V	55
Tabel 4.4	Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted Y	56
Tabel 6.1	Rasio Partisi Massa EBF Inverted V	71
Tabel 6.2	Rasio Partisi Massa EBF Inverted Y	72
Tabel 6.3	Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted V	73

Tabel 6.4 Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted V 74
Tabel 6.5 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V 75
Tabel 6.6 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V Setelah Pembesaran Skala 76
Tabel 6.7 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y 77
Tabel 6.8 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y Setelah Pembesaran Skala 78
Tabel 6.9 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted V 79
Tabel 6.10 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V 80
Tabel 6.11 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V 81
Tabel 6.12 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V 81
Tabel 6.13 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V 82
Tabel 6.14 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted Y 82
Tabel 6.15 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah X Pada EBF Inverted Y 83
Tabel 6.16 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted Y 84
Tabel 6.17 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y 84

Tabel 6.18 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y 85

Tabel 8.1 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted V 155

Tabel 8.2 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted V 156

Tabel 8.3 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted Y 157

Tabel 8.4 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted Y 158

Tabel 8.5 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 356 162

Tabel 8.6 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 440 166

Tabel 8.7 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut SNI 03 1726-2012 166

Tabel 8.8 Rangkuman Target Perpindahan Struktur EBF Inverted V Dan EBF Inverted V 167

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Konfigurasi *link* pada beberapa sistem portal 3

Gambar 2.1 Konfigurasi portal EBF dengan *link* horisontal .. 9

Gambar 2.2 Mekanisme terbentuknya sendi plastis pada EBF tipe *inverted* V 10

Gambar 2.3 Mekanisme terjadinya sendi plastis pada EBF *inverted* Y 11

Gambar 2.4 Diagram momen pada rangka dengan vertikal *link* 12

Gambar 2.5 Sudut rotasi *link* pad *inverted* V 13

Gambar 2.6 Sudut rotasi *link* pad *inverted* Y 13

Gambar 3.1 Peta untuk S_S (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=0,2 Detik ; Kelas Situs SB*)* 21

Gambar 3.2 Peta untuk S_S (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=1 Detik ; Kelas Situs SB*)* 22

Gambar 3.3 Kurva Respon Spektrum Desain 24

Gambar 3.4 Nilai kc untuk komponen (a) struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang. 39

Gambar 4.1 Denah pembebanan balok anak lantai 1-10 44

Gambar 4.2 Denah pembebanan balok induk lantai 1-10 46
Gambar 4.3 Denah pembebanan kolom lantai 1-10 51
Gambar 6.1 Permodelan Struktur EBF Inverted V 67
Gambar 6.2 Permodelan Struktur EBF Inverted Y 68
Gambar 6.3 Desain respon spektrum wilayah Padang tanah lunak. 71
Gambar 6.4 Link EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000) 86
Gambar 6.5 Bracing EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000) 90
Gambar 6.6 Kolom EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000) 95
Gambar 6.7 Link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0) 100
Gambar 6.8 Bracing EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0) 104
Gambar 6.9 Balok diluar link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0) 106
Gambar 6.10 Kolom EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y=0) 109
Gambar 7.1 Sambungan balok-kolom eksterior EBF Inverted V 115
Gambar 7.2 Detail Las Endplate 1 116
Gambar 7.3 Detail Sambungan Baut Endplate 1 120
Gambar 7.4 Sambungan Balok-Kolom Eksterior EBF Inverted Y 121

Gambar 7.5 Detail Las Endplate 2 122
Gambar 7.6 Detail Sambungan Baut Endplate 2 126
Gambar 7.7 Sambungan Balok-Kolom Interior EBF Inverted V 127
Gambar 7.8 Detail Las Endplate 3 128
Gambar 7.9 Detail Sambungan Baut Endplate 3 132
Gambar 7.10 Sambungan Balok-Kolom Interior EBF Inverted Y 132
Gambar 7.11 Detail Las Endplate 4 134
Gambar 7.12 Detail Sambungan Baut Endplate 4 138
Gambar 7.13 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate Terhadap Balok Dan Kolom Pada EBF Inverted V 139
Gambar 7.14 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate Terhadap Balok Link pada EBF Inverted V 142
Gambar 7.15 Detail Sambungan Bracing-Profil T Terhadap Balok Dan Link Pada EBF Inverted Y 143
Gambar 7.16 Detail Las Endplate 5 144
Gambar 7.17 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate Terhadap Balok Dan Kolom Pada EBF Inverted Y 152
Gambar 8.1 Kurva pushover beban dorong arah x 153
Gambar 8.2 Kurva pushover beban dorong arah y 154
Gambar 8.3 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted V menurut ATC 40 163
Gambar 8.4 Kurva Kapasitas Spektrum arah Y EBF Inverted V menurut ATC 40 164

Gambar 8.5 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted Y menurut ATC 40 164
Gambar 8.6 Kurva Kapasitas Spektrum arah Y EBF Inverted V menurut ATC 40 165
Gambar 8.7 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step 1 169
Gambar 8.8 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step 2 169
Gambar 8.9 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step Akhir 170
Gambar 8.10 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1 170
Gambar 8.11 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2 171
Gambar 8.12 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step Akhir 171
Gambar 8.13 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 1 172
Gambar 8.14 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 2 173
Gambar 8.15 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step Akhir 173
Gambar 8.16 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1 174
Gambar 8.17 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2 174

Gambar 8.18 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step Akhir..... 175

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

BIODATA PENULIS

Penulis bernama Rizqi Amalia, dilahirkan di Tulungagung, 14 Juli 1993, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara dari pasangan Nurhadi Saputro dan Winarsih . Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK RA Walisongo Besuki, SDN Tanggul Welahan 2 , MTsN Bandung dan MAN 1 Tulungagung. Setelah lulus dari MAN 1 pada tahun 2011, Penulis mengikuti SNMPTN Undangan dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2011 dan terdaftar dengan NRP 3111100031.

Di Jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil Bidang Studi Struktur. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan kemahasiswaan yang diadakan oleh BELM FTSP ITS pada tahun 2011 dan pernah menjadi Staff Departemen Dikesma HMS ITS pada tahun 2012.

Email : rizqiamalia54@yahoo.com

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sesuai Catatan Direktorat Vulkanologi dan Mitigasi Bencana Geologi (DVMBG) Departemen Energi dan Sumber Daya Mineral menunjukan bahwa ada 28 wilayah di Indonesia yang dinyatakan rawan gempa dan tsunami. Diantaranya NAD, Sumatra Utara, Sumatra Barat, Bengkulu, Lampung, Banten, Jateng dan DIY bagian selatan, Jatim bagian selatan, Bali, NTB dan NTT, kemudian Sulut, Sulteng, Sulsel, Maluku Utara, Maluku Selatan, Biak, Yapen dan Fak-Fak di Papua serta Balikpapan Kaltim. Oleh karena itu pada setiap pembangunan suatu struktur perlu memperhatikan parameter kegempaan. Bangunan tahan gempa yaitu bahwa akibat gempa yang kuat, struktur dapat mengalami kerusakan struktural yang berat tetapi bangunan dirancang untuk tidak runtuh (SNI 03-1726-2003 2003).

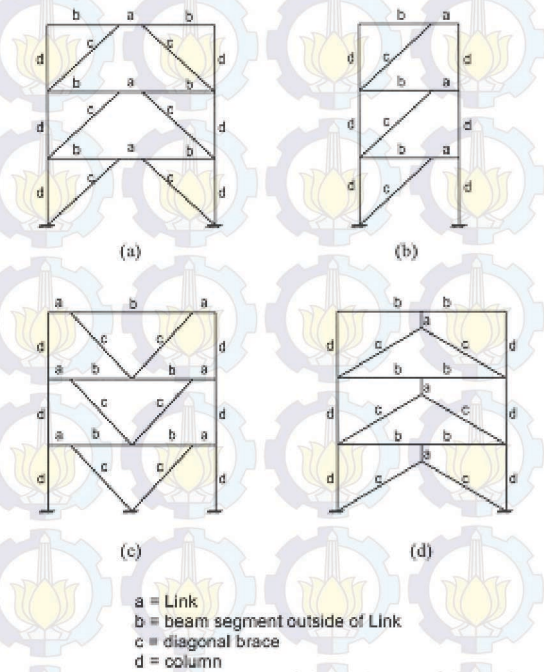
Dari segi material baja memiliki sifat daktilitas yang bagus. Hal tersebut berpengaruh pada ketahanan bangunan yang memakai material baja terhadap gempa, dimana material baja akan mengalami deformasi yang cukup besar sebelum mengalami keruntuhan. Struktur rangka baja penahan gempa ada beberapa macam menurut Engelhardt, 2013, yaitu: Sistem Rangka Pemikul Momen (*Momen Resisting Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*), Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*), Struktur Rangka Berpengaku Tahan Tekuk (*Buckling-Restrained Braced Frames*) dan Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*).

EBF (*Eccentrically Braced Frames*) merupakan sebuah sistem penahan gaya lateral pada bangunan baja yang dapat dianggap sebagai gabungan antara sistem rangka berpengaku momen dan sistem rangka berpengaku sentrik. EBF mempunyai dua kelebihan sekaligus, dimana memiliki kekakuan elastik yang tinggi dan daktilitas yang tinggi pada story drift yang cukup

besar. Sistem ini mendisipasi energi seismik dengan mengatur terjadinya leleh geser, lentur, atau kombinasi keduanya pada sebuah segmen kecil di balok yang disebut *link*. Pada EBF, *link* perlu didesain dan dilakukan pendetailan sehingga memiliki kekuatan dan daktilitas yang memenuhi syarat. Struktur lain selain *link* (segmen balok diluar *link*, *bracing*, kolom dan sambungan) direncanakan secara proporsional sesuai desain dasar kapasitas sehingga elemen elemen tersebut tetap berperilaku elastis selama gempa rencana berlangsung (Popov dan Engelhardt 1988)

Pada umumnya, *link* EBF yang berada di tengah tengah atau di tepi balok (lihat gambar 1.1 a,b dan c) merupakan konfigurasi *link* yang sering dipakai di lapangan. Konfigurasi EBF dengan *link* berada diujung balok sebisa mungkin harus dihindari karena memungkinkan terjadinya kegagalan *brittle* pada kolom. Oleh sebab itulah EBF dengan konfigurasi *link inverted* V lebih sering dipakai (Aziz 2012, Bruneau 1998). Pada beberapa kasus, konstruksi dengan menggunakan *inverted* V dan *link* geser untuk semua lantai tidak mungkin dilaksanakan karena pada beberapa lantai yang memakai sistem *grid* girder harus mampu memikul beban vertikal yang sangat besar sedangkan ketetapan yang ada menuntut balok harus tetap berperilaku elastis bahkan dibawah kondisi gempa besar (Fehling, Pauli dan Bouwkamp 1992 dan Aristizabal 1986 lihat juga pada Daryan dkk 2008). Pada saat terjadinya gempa yang besar, deformasi *link* yang cukup besar harus dapat diterima oleh balok juga. Meskipun demikian, pada penggunaan *link* vertikal (lihat gambar 1.1 d), lokasi deformasi plastis dipindahkan pada lokasi dimana perbaikan pasca gempa lebih mudah dilaksanakan. Oleh sebab itulah pada sistem struktur penahan gempa pemakaian vertikal *link* perlu dipertimbangkan (Perera dkk 2004). Selain itu dengan pemakaian *link* vertikal, seluruh deformasi inelastis diletakkan padan *link* panel, sehingga hal tersebut tidak akan membahayakan elemen utama pada struktur rangka dan perbaikan setelah gempa kuat bisa lebih mudah dilakukan daripada pemakain *link*

horizontal, karena elemen *link* ini bisa diganti (Balendra T dkk 1990 lihat juga pada Daryan dkk 2008).



Gambar 1. 1 Konfigurasi *link* pada beberapa sistem portal (Sumber : AISC 2005)

Sistem EBF dengan *link* vertikal diperkenalkan sebagai tipe pengaku struktur yang baru oleh Seki dkk (1988). Konfigurasi ini disebut sebagai "Y-Shaped Brace". Studi yang dilakukan oleh Seki dkk menyebutkan bahwa sistem ini memiliki kurva histeretik yang sangat stabil dan simetris. Selanjutnya studi mengenai perbandingan perilaku dari *Inverted* Chevron-V brace dan EBF dengan *link* vertikal yang dilakukan oleh Wakabayashi (1989), menunjukan bahwa perilaku Y- EBF lebih layak dan stabil dibandingkan dengan *Inverted* Chevron-V brace. Vetr (1998) melakukan studi experimental pada struktur 3 lantai untuk

memeriksa perilaku seismik pada sistem ini. Hasil yang didapat menunjukan bahwa sistem ini memiliki perilaku struktur yang daktail dan juga dibutuhkan penopang untuk menyediakan sambungan antara *link* dan balok lantai (Shayanfar 2011). Mengacu pada penelitian penelitian sebelumnya, pada tugas akhir ini akan menganalisa mengenai perilaku inelastik pada EBF tipe *inverted* V dan *inverted* Y, yang selanjutnya akan dievaluasi kekuatan, kekakuan dan nilai daktilitas pada kedua kofigurasi tersebut. Hasil dari struktur analisa selanjutnya akan dibandingkan dengan hasil studi yang sudah ada.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Umum

Bagaimana perbandingan perilaku struktur yang mengaplikasikan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y terhadap beban gempa?

1.2.2 Detail Permasalahan

Detail permasalahan yang ditinjau dalam tugas akhir ini ialah:

1. Bagaimana perbandingan kekuatan yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y?

2. Bagaimana perbandingan kekakuan yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y?

3. Bagaimana perbandingan nilai daktilitas yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y?

4. Bagaimana level kinerja struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y akibat beban gempa rencana?

5. Bagaimana mekanisme keruntuhan kedua sistem tersebut?

1.3 Tujuan Penelitian

1.3.1 Tujuan Umum

Mengevaluasi perilaku struktur yang mengaplikasikan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y terhadap beban gempa

1.3.2 Detail Tujuan

Detail permasalahan yang ditinjau dalam tugas akhir ini ialah:

1. Menganalisis perbandingan kekuatan yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

2. Menganalisis perbandingan kekakua yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

3. Menganalisis perbandingan nilai daktilitas yang terjadi pada struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

4. Menentukan level kinerja struktur dengan sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y akibat beban gempa rencana.

5. Menentukan mekanisme keruntuhan pada sistem EBF tipe *inverted* V dan EBF tipe *inverted* Y.

1.4 Batasan Masalah

1. Pemodelan hanya menggunakan tipe *link* geser

2. Perencanaan gedung hanya dibatasi 10 lantai simetris dengan dimensi 24m x 24m
3. Hanya melakukan pemodelan struktur atas (tidak termasuk struktur bawah : pondasi)
4. Tidak memperhitungkan aspek biaya.
5. Hanya merencanakan elemen balok anak, link, balok, kolom, bracing dan pengaku.

1.5 Manfaat

Adapun manfaat yang diperoleh dari pengerjaan tugas akhir ini adalah :

1. Memahami perilaku *link* secara lebih detail pada SRBE dengan tipe yang berbeda.
2. Kesimpulan penelitian dapat digunakan sebagai acuan dasar untuk studi lebih lanjut mengenai pemakaian tipe SRBE pada struktur yang ada di indonesia dengan memperhatikan keefektifan *link* yang dipilih.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

Tujuan desain bangunan tahan gempa ialah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan 3 kriteria standar sebagai berikut :

- Tidak terjadinya kerusakan sama sekali pada gempa kecil.
- Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural.
- Diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural pada gempa kuat, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Untuk memperoleh perilaku daktail pada sebuah struktur konsep yang harus diperhatikan ialah (Engelhardt 2013) :

- Terlebih dahulu harus ditentukan elemen pada rangka atau sekering yang akan mengalami leleh terlebih dahulu pada saat terjadi gempa.
- Detail elemen atau sekering tersebut harus dicermati sehingga mampu menerima deformasi inelastik yang besar sebelum terjadinya kegagalan atau ketidakstabilan pada struktur.
- Desain seluruh elemen lain selain sekering harus lebih kuat dibandingkan elemen sekering, desain seluruh elemen tersebut berdasarkan kapasitas plastis elemen sekering.

Secara garis besar sistem struktur baja penahan gempa ada 5 menurut Engelhardt (2013), diantaranya: Sistem Rangka Pemikul Momen (*Momen Resisting Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*), Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*), Struktur Rangka Berpengaku Tahan Tekuk (*Buckling-Restrained Braced Frames*) dan Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*).

2.2 Konsep Eccentrically Brace Frame (Engelhardt dan Popov 1986)

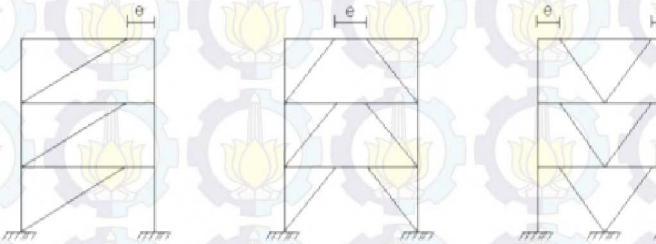
Eccentrically Braced Frames (EBF) atau Sistem Rangka Berpengaku Eksentris merupakan penggabungan dari 2 sistem portal konvensional, yaitu MRF dan CBF. EBF menggabungkan kelebihan dari tiap jenis sistem tersebut dengan meminimalisasi kekurangannya. EBF memiliki kekakuan elastik yang tinggi, daktilitas yang sempurna, respon yang stabil pada beban siklik lateral dan mempunyai kapasitas disipasi energi yang besar. Gambar 1.1 menunjukan susunan EBF yang umumnya sering dipakai. Yang menjadi ciri utama dari EBF ialah setidaknya ada 1 dari ujung tiap bracing yang terhubung balok sehingga gaya pada bracing disalurkan ke bracing lain atau ke kolom melalui geser dan momen pada segmen terpisah pada balok yang disebut *link beam*. Panjang *link* sangat berpengaruh pada sistem kekakuan dan daktilitas *frame*.

Pada perencanaan sistem struktur EBF untuk mencapai tingkat daktilitas yang tinggi dipengaruhi oleh dua faktor. Pertama aktifitas inelastik dibawah beban siklik dibatasi hanya terjadi pada elemen *link*, dimana elemen *link* didesain untuk dapat mengalami deformasi inelastik yang besar tanpa kehilangan kekuatan saat terjadi beban lateral (gempa). Yang kedua bracing didesain untuk tidak mengalami *buckle* meskipun terjadi beban lateral yang ekstrem pada portal atau bisa dikatakan tetap berperilaku elastis. Pada struktur EBF ini elemen elemen struktur diluar *link* (balok, kolom, *bracing* dan sambungan) didesain berdasarkan kapasitas *link*. Dengan membuat elemen *link* lebih lemah dari elemen elemen struktur lainya, maka kehancuran daktail pada elemen *link* bisa dipenuhi dan kegagalan *buckle* pada elemen diluar *link* bisa dihindari.

2.3 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe *Inverted* V Dan *Inverted* Y

2.3.1 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe *Inverted* V

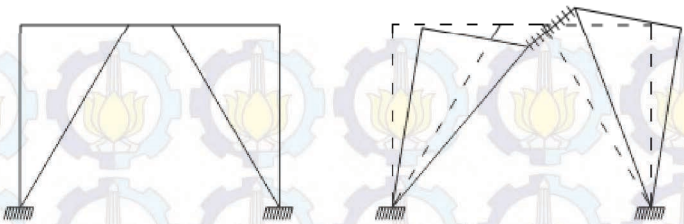
Dari tiga konfigurasi EBF yang sering dipakai antara lain D-EBF, V-EBF dan *Inverted* V. Konfigurasi EBF dengan *link* berada ditepi balok harus dihindari karena momen sambungan balok-kolom mengakibatkan rawannya kegagalan *brittle* pada lokasi tersebut. Jenis EBF dengan konfigurasi *Inverted* V merupakan konfigurasi yang terbaik karena momen terbesar yang menjadikan sendi plastis tidak terjadi didekat kolom, melainkan berada diujung-ujung *link beam* diantara dua join *bracing*. Sendi plastis yang terjadi pada balok menyebabkan mekanisme keruntuhan pada balok. Sedangkan sendi plastis yang terjadi pada kolom menyebabkan mekanisme keruntuhan kolom yang berarti terjadinya keruntuhan bangunan (*collapse*). Oleh karena itu struktur model *Inverted* V akan lebih menguntungkan karena sendi plastis yang terjadi tidak menyebabkan keruntuhan pada bangunan (Aziz 2012 dan Bruneau 1998). Mekanisme terjadinya sendi plastis ditunjukan pada gambar 2.2.



Gambar 2. 1 Konfigurasi portal EBF dengan *link* horisontal

Ketentuan mengenai karakteristik panjang *link* (e) pada EBF dengan *link* horisontal ialah sebagai berikut (AISC, 2005) :

- *link* geser murni : $e \leq 1.6\ M_p/V_p$ (2.1)
- *link* dominan geser : $1.6\ M_p/V_p < e \leq 2.6\ M_p/V_p$ (2.2)
- *link* dominan lentur : $2.6\ M_p/V_p < e \leq 5.0\ M_p/V_p$ (2.3)
- *link* lentur murni : $e \geq 5.0\ M_p/V_p$ (2.4)



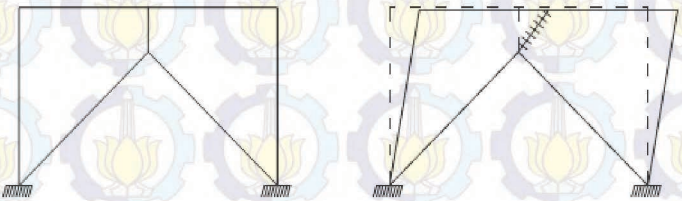
Gambar 2. 2 Mekanisme terbentuknya sendi plastis pada EBF tipe *inverted* V

2.3.2 Karakteristik Konfigurasi EBF Tipe *Inverted* Y

Sistem EBF dengan *link* vertikal diperkenalkan sebagai tipe pengaku struktur yang baru oleh Seki dkk (1988). Konfigurasi ini disebut sebagai "Y-Shaped Brace". Studi yang dilakukan oleh Seki dkk menyebutkan bahwa sistem ini memiliki kurva histeretik yang sangat stabil dan simetris. Selanjutnya studi mengenai perbandingan perilaku dari *inverted chevron*-V *brace* dan EBF dengan *link* vertikal yang dilakukan oleh Wakabayashi (1989), menunjukan bahwa perilaku Y-EBF lebih layak dan stabil dibandingkan dengan *inverted* chevron-V. Vetr dkk (1998) melakukan studi experimental pada struktur 3 lantai untuk memeriksa perilaku seismik pada sistem ini. Hasil yang didapat menunjukan bahwa sistem ini memiliki perilaku struktur yang daktail dan juga dibutuhkan penopang untuk menyediakan sambungan antara *link* dan balok lantai. Berdasarkan studi teoritis, Fehling dkk (1992) menegaskan bahwa ketidakstabilan muncul pada vertikal *link* akibat besarnya deformasi atau ketiadaan penahan lateral yang cukup kuat pada *link*. Hasil dari studi mereka juga menunjukan bahwa sistem ini memiliki daktilitas dan efisiensi yang cukup besar. Mekanisme terjadinya sendi plastis pada tipe EBF ini ditunjukan pada gambar 2.3. Kelebihan lain sistem EBF dengan *link* horizontal dibanding *link* horizontal ialah sebagai berikut:

- Mengalihkan lokasi deformasi diluar balok lantai dan mendisipasi energi akibat gempa hanya pada *link* vertikal.

- Desain vertikal *link* hanya dipengaruhi oleh beban lateral saja, karena dengan konfigurasi Y-EBF beban gravitasi yang disalurkan ke *link* vertikal dianggap sebagai beban yang kurang berpengaruh.
- Kepraktisan dalam penggantian *link* vertikal setelah terjadi gempa kuat, karena elemen *link* berdeformasi diluar sistem struktur utama (balok dan kolom).
- Penggunaan konfigurasi ini untuk perbaikan bangunan akibat gempa dianggap cukup hemat karena membutuhkan biaya yang cukup rendah dan mudah dalam pengerjaannya.



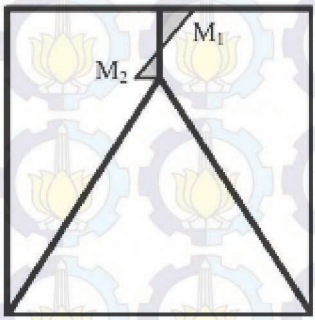
Gambar 2. 3 Mekanisme terjadinya sendi plastis pada EBF *inverted* Y

Menurut Shayanfar dkk (2011) dan Jouybray dkk (2012) karakteristik paling penting pada sistem EBF dengan *link* vertikal ini adalah ketidaksamaan nilai momen pada masing masing ujung *link*, hal ini diakibatkan oleh ketidaksamaan kekakuan dari balok lantai dan elemen bracing, sesuai ditunjukan pada gambar 2.5. Berdasarkan fakta tersebut dan dengan memperhatikan efek strain hardening yang juga terjadi secara umum pada *link* horisontal, panjang vertikal *link* geser bisa dirumuskan sebagai berikut :

$$e \leq \frac{1.2Mp\,(1+K)}{1.5\,Vp} = \frac{0.8Mp\,(1+K)}{Vp} \qquad (2.5)$$

dimana :

$$K=\frac{M_2}{M_1} \quad (2.6)$$



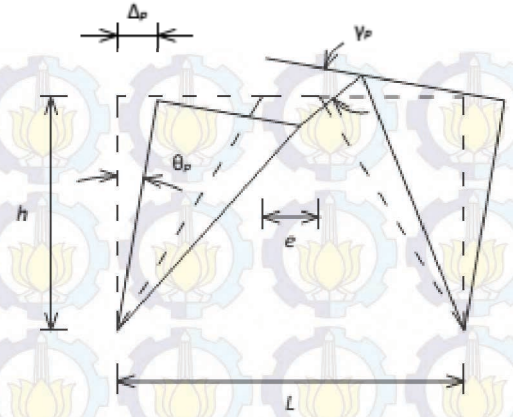
Gambar 2.4 Diagram momen pada rangka dengan vertikal *link*

2.4 Sudut Rotasi *Link Beam*

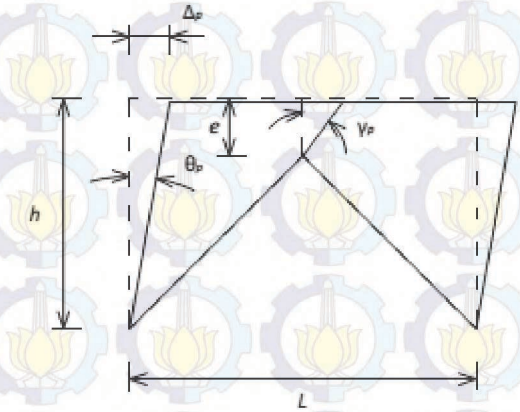
Rotasi *link* merupakan cara utama dalam disipasi energi pada EBF. Pada sebagian pelelehan *link* akibat geser atau lentur, terbentuknya sendi plastis mengijinkan terjadinya rotasi *link* dan deformasi rangka. Untuk beberapa alasan, badan *link* harus didesain cukup kaku untuk mencegah terjadinya kegagalan *buckling premature* yang mengakibatkan kehilangan kapasitas kekuatan dan kemampuan secara tiba tiba (Popov dan Engelhardt 1986).

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, ΔM. Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

1. 0,08 radian untuk e $\leq 1{,}6M_p/V_p$;
2. 0,02 radian untuk e $\geq 2{,}6M_p/V_p$;
3. Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.



Gambar 2.5 Sudut rotasi *link* pad *inverted* V



Gambar 2.6 Sudut rotasi *link* pad *inverted* Y

2.5 Jurnal Terkait

Sebelumnya telah ada beberapa studi mengenai perkembangan sistem EBF dengan menggunakan tipe inverted V dan inverted Y, diantaranya sebagai berikut:

1) Penggunaan link-geser-vertikal pada sistem EBF oleh E. Fehling, W. pauli dan J.G. Bouwkamp pada 1992. Kesimpulan pada studi tersebut ialah :

a. Perlu dicatat bahwa, meskipun pemodelan pada jurnal ini mengabaikan strain hardening yang terjadi pada sayap, pada kenyataanya strain hardening diduga bisa terjadi pada lokasi tersebut. Hal tersebut bisa jadi meningkatkan batas ketidakstabilan lateral. Meskipun demikian, hal itu pada umumnya tidak praktis untuk menggunakan asumsi tersebut.

b. Sehubungan dengan kenyataan bahwa investigasi ini hanya melingkupi vertikal link tunggal dan mungkin akan kurang sesuai untuk bentuk lain, disarankan untuk menggunakan pengaku pada arah lateral sepanjang link vertikal tersebut untuk mencegah kegagalan stabilitas.

c. Untuk desain pengaku lateral elemen link disarankan untuk menggunakan 1/50 dari gaya geser untuk menstabilkan gaya pada arah tranversal

d. Berdasarkan kemiringan sudut 1/150 pada link, perlu ada perhitungan tambahan dengan memberikan gaya stabilitas lateral pada kisaran 1/75 – 1/100 dari gaya geser link yang terjadi. Oleh sebab itu, 1/50 dianggap sebagai asumsi konservatif ketika mengecek elemen disekitar link.

e. Karena pengecekan ketidakstabilan lokal dari link itu sendiri tidak cukup untuk dasar mengevaluasi stabilitas keseluruhan, pengecekan keutuhan sistem terdiri dari balok, link dan bracing sangat diperlukan. Selama elemen link diperkaku dengan cukup pada arah lateral, pemodelan linear-elastic second-order akan cukup untuk memeriksa kestabilan keseluruhan dari sistem bracing termasuk link.

2) Pengaruh link pada EBF oleh M.A. Musmar pada 2012, dengan kesimpulan :

a. Sistem EBF dengan link geser lebih satbil dan menunjukan nilai daktilitas yang lebih bagus dibandingkan EBF dengan link panjang, karena gaya geser tidah berubah-ubah sepanjang elemen link dan pelelehan badan terjadi pada sepanjang badan link.

b. Semua sistem EBF yang dipakai pada studi ini, link terpendek atau link geser menunjukan kekakua yang lebih bagus dibandingkan link lentur, perilaku ini dianggap menguntungkan untuk kontrol drift.

c. Semua sistem EBF hampir memiliki perilaku yang sama, link-geser-vertikal pada Eccentrically K braced frames mempunyai keunggulan tersendiri, link vertikal tersebut dapat diganti ulang dengan kerugian relatif kecil terhadap perubahan lateral yang mungkin terjadi.

3) Evaluasi perbandingan perilaku seismik link-geser-vertikal dan horisontal bermaterial Easy-Going steel dan baja profil oleh Yaser Mozafray J dkk dkk pada 2012 Kesimpulanya sebagai berikut :

a. Perpindahan lateral pada EBF dengan link bermaterial EGS menjadi lebih kecil dibandingkan dengan EBF bermaterial ST37

b. Perpindahan lateral EBF dengan link vertikal lebih besar dibandingkan EBF dengan link horisontal.

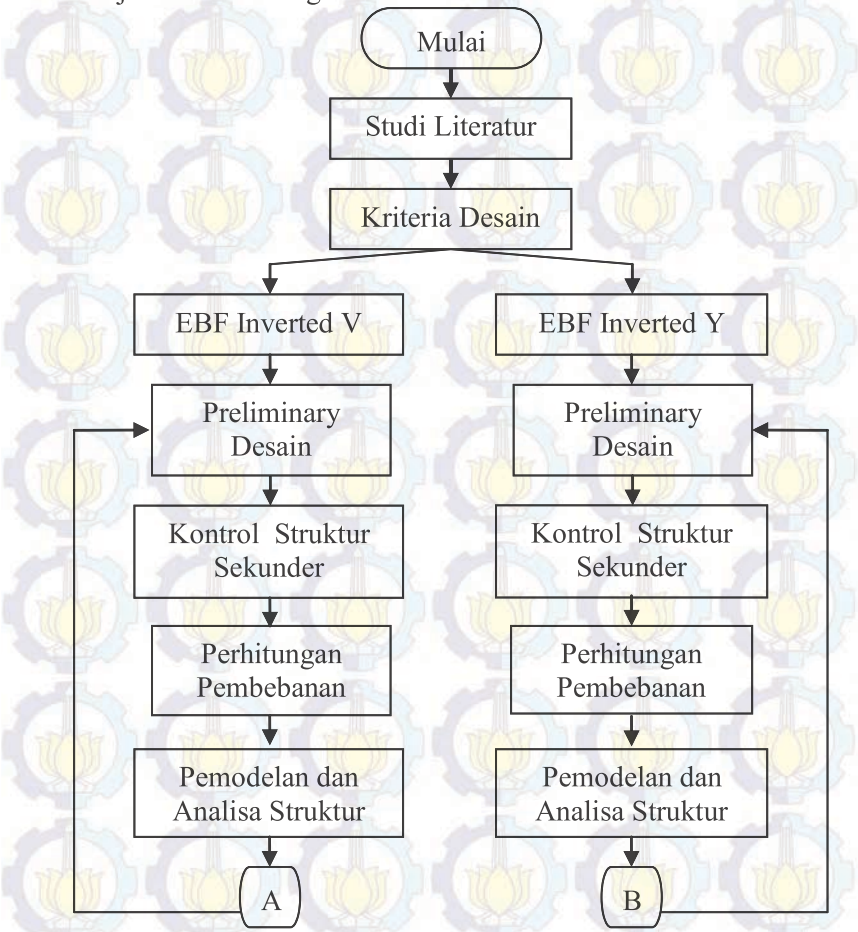
c. Gaya geser dasar yang ditimbulkan oleh EBF dengan link vertikal lebih kecil dibandingkan EBF dengan link horisontal. Tetapi perpindahan dan disipasi energi yang terjadi meningkat.

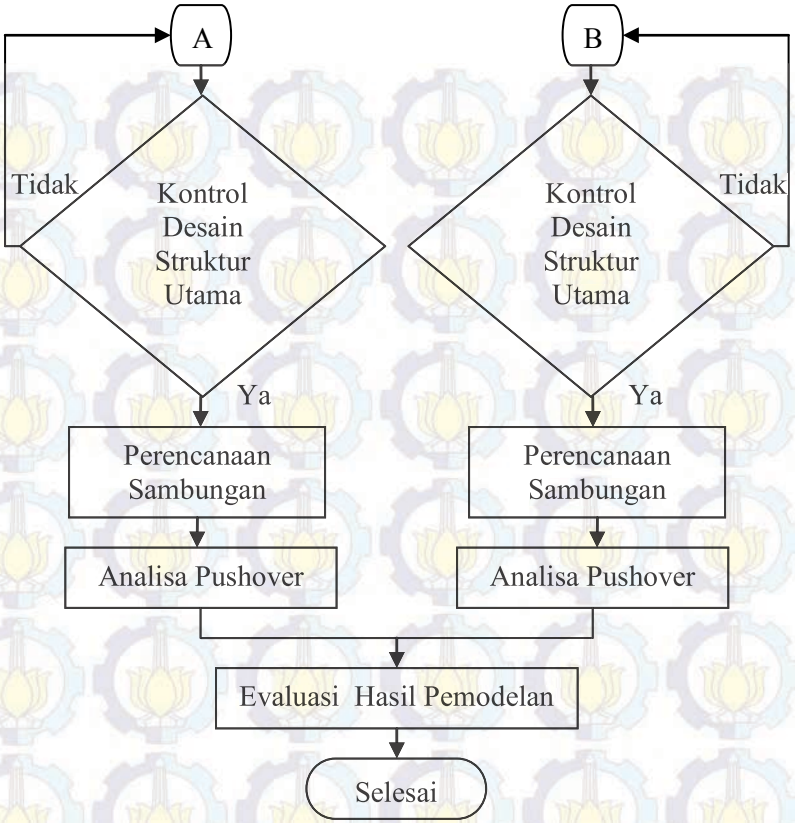
"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

BAB III
METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Dalam penyelesaian tugas akhir ini langkah langkah yang dikerjakan ialah sebagai berikut :





3.2 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Dari diagram alir diatas dapat dijelaskan metodologi yang dipakai dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

3.2.1 Studi Literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan topik tugas akhir mengenai tata cara perencanaan bangunan struktur baja dengan sistem rangka berpengaku eksentris. Literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

a. Departemen Pekerjaan Umum, SNI 03-1726-2012, “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung”.
b. Departemen Pekerjaan Umum, SNI 03-1729-2002, “Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung”.
c. Departemen Pekerjaan Umum, SKBI-1.3.53.1987, ”Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung”.

3.2.2 Kriteria Desain

Bangunan yang dikaji adalah berupa sistem portal dengan pengaku eksentrik. Portal EBF dikenakan 2 jenis beban yaitu beban gravitasi dan beban lateral yang disebutkan pada subbab 3.2.5. Kriteria desain bangunan yang akan ditinjau sebagai berikut:

a. Variabel desain : EBF tipe Inverted-V
EBF tipe Inverted-Y
b. Material : Baja dan beton (untuk plat lantai)
c. Mutu baja : BJ 41
d. Mutu beton : 30 MPa
e. Jumlah lantai : 10 (tipikal)
f. Tinggi tiap lantai : 4 m
g. Tinggi gedung : 40 m
h. Jumlah baris : 4
i. Lebar antar baris : 6 m
j. Luasan gedung : 24 m x 24 m
k. Fungsi bangunan : Perkantoran
l. Lokasi : Padang
m. Jenis tanah : Tanah lunak
n. Gambar gedung terlampir

3.2.3 Preliminary Desain

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur serta merencanakan dimensil profil yang akan digunakan. Pada tahap ini, penentuan dimensi struktur dilakukan secara sistematis

ataupun dapat dilakukan dengan coba coba. Kemampuan dari profil yang telah dipilih akan dicek lagi setelah proses analisa, dengan syarat rasio beban ultimate terhadap kekuatan bahan kurang dari 1. Elemen yang direncanakan ialah :

- Balok anak
- Link
- Balok induk
- *Bracing* (pengaku)
- Kolom

3.2.4 Kontrol Struktur Sekunder

Melakukan perhitungan beban dan gaya dalam yang diterima oleh elemen sekunder (balok anak) berupa beban hidup dan beban mati yang mengacu pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987. Kemudian mengontrol dimensi profil yang telah direncanakan sebelumnya terhadap gaya dalam yang terjadi pada elemen tersebut. Mengevaluasi kekuatan penampang terhadap gaya dalam yang terjadi sesuai dengan subbab 3.2.6.

3.2.5 Perhitungan Pembebanan Dan Kombinasi Pembebanan

Melakukan perhitungan beban struktur berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987 dan SNI 03-1726-2012, jenis beban yang diasumsikan ialah sebagai berikut :

a. Beban mati

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

- Berat jenis beton bertulang : 2400 kg/m^3
- Berat sendiri profil

b. Beban hidup

Nilai beban hidup tergantung pada fungsi bangunan. Pada tugas akhir ini direncanakan bangunan perkantoran, dengan :

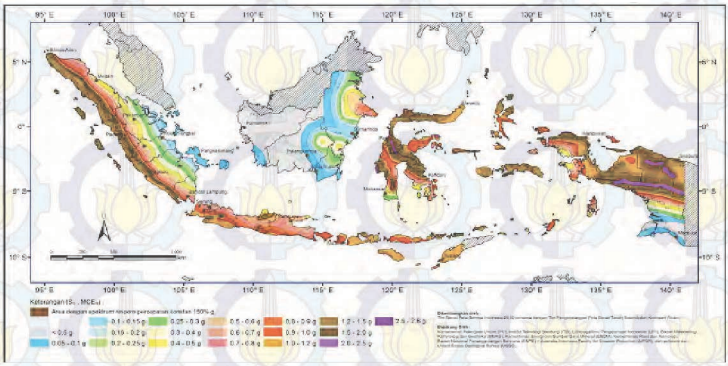
- beban hidup pada lantai (gudang) : 250 kg/m^3
- beban hidup pada atap : 100 kg/m^3.

c. Beban gempa

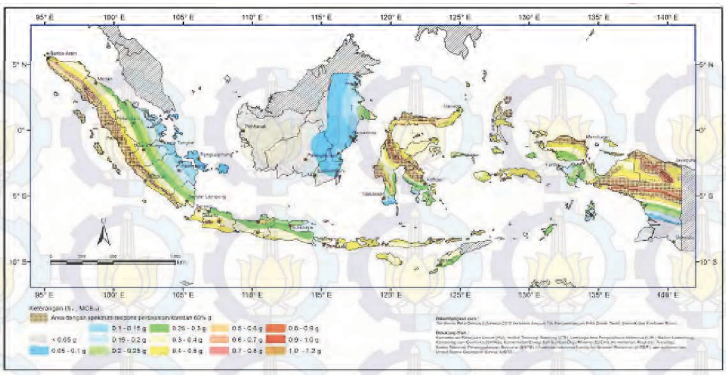
Sesuai dengan standar SNI-03-1726-2012, Grafik respon spektrum pada SNI-03-1726-2012 tidak disediakan, melainkan harus dirancang sendiri menggunakan parameter-parameter percepata yang dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur yang akan dibangun. Berikut ini adalah langkah-langkah membuat respon spektrum disain:

1. Menentukan nilai S_s

Nilai S_s dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dengan periode T = 0.2 detik (gambar 3.1) dan S_1 dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dengan periode T = 1 detik (gambar 3.2)



Gambar 3. 1 Peta untuk S_S (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=0,2 Detik ; Kelas Situs SB *(Sumber : SNI 03-1726-2012)*



Gambar 3. 2 Peta untuk S_1 (Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko-Tertarget (MCE_R), Periode Ulang Gempa = 2500 Tahun , T=1 Detik ; Kelas Situs SB *(Sumber : SNI 03-1726-2012)*

2. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs.

Terlebih dahulu ditentukan terlebih dahulu jenis tanah pada wilayah tersebut, selanjutnya dengan nilai S_s dan S_s, ditentukan nilai koefisien situs F_a dan F_v dari tabel 3.1 dan tabel 3.2.

Tabel 3.1 Koefisien Situs, F_a (Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCEr terpetakan pada perioda pendek T=0.2 detik, *Ss*				
	Ss ≤ 0.25	*Ss* = 0.5	*Ss* = 0.75	*Ss* = 1	*Ss* ≥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				

Tabel 3.2 Koefisien Situs, F_v (Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCEr terpetakan pada perioda pendek T=1detik, S1				
	S1 ≤ 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	S1 ≥ 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				

3. Menghitung S_{MS} dan S_{M1}

S_{MS} dan S_{M1} (parameter spektrum respon percepatan pada perioda pendek dan perioda 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh koefisien situs terhadap nilai S_S dan S_1. Perhitungan ditentukan dari perumusan berikut:

$S_{MS} = F_a \, . \, S_S$ (3.1)

$S_{M1} = F_v \, . \, S_1$ (3.2)

4. Menghitung parameter percepatan spektral disain

Parameter percepatan spektral disain untuk perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1 detik, S_{D1}, dithitung melalui perumusan sebagai berikut :

$S_{DS} = 2/3 \; S_{MS}$ (3.3)

$S_{D1} = 2/3 \; S_{M1}$ (3.4)

5. Membuat spektrum respon desain

Kurva spektrum respon desain dikembangkan dari perhitungan sebelumnya dengan mengacu gambar 3.3 dengan ketentuan :

Untuk $T < T_0$, S_a, dihitung melalui perumusan:

$$S_a = S_{Ds}\left(0.4 + 0.6\,\frac{T}{T_0}\right) \quad (3.5)$$

Untuk $T_0 \leq T \leq T_S$

$$S_a = S_{Ds} \quad (3.6)$$

Untuk T > T_S

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.7)$$

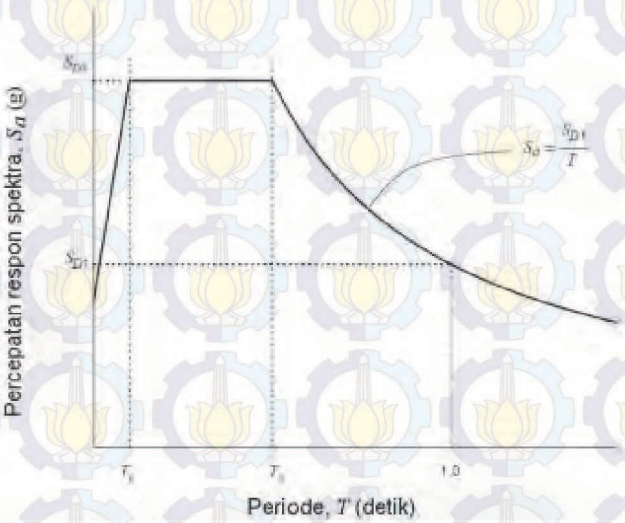
Dimana :

$$T_0 = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.9)$$

Keterangan :

T = periode getar fundamental struktur



Gambar 3.3 Kurva respon spektrum desain
(sumber : SNI 03-1726-2012)

Setelah kurva spektrum respon desain ditentukan, selanjutnya ditentukan gaya geser dasar seismik dan beban lateral gempa sesuai dengan pasal 7.8 SNI 03-1726-2012.

Gaya geser dasar seismik, V, ditentukan dengan persamaan berikut :

$V = C_S \, . \, W$ (3.10)

Keterangan :

C_S = koefisien respon seismik

W = berat struktur

Koefisien respon seismik, C_S, harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$Cs = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.11)$$

Nilai C_S yang dihitung sesuai dengan (SNI-03 1726-2012 pasal 7.8.1.1) tidak perlu melebihi berikut :

$$Cs = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.12)$$

Selain persyaratan diatas nilai *Cs* harus tidak kurang dari :

$$Cs = 0.044 \, S_{DS} \, I_e \geq 0.01 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0.6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$Cs = \frac{0{,}5 \, . S_1}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan :

S_{DS} = parameter percepatan spektral disain untuk perioda pendek

S_{D1} = parameter percepatan spektral disain untuk perioda 1 detik

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa maksimum

R = faktor modifikasi respon

I_e = faktor keutamaan hunian

T = perioda struktur dasar

Gaya gempa lateral (Fx) dalam kN yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{VX} \, V \quad (3.15)$$

Dimana :

$$C_{VX} = \frac{W_X h_X^K}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i^k} \quad (3.16)$$

Keterangan :

C_{VX} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilonewton (kN)

W_i dan W_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat iatau x, dinyatakan dalam meter (m)

K = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Gaya tingkat desain gampa disemua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=1}^{n} F_i \quad (3.17)$$

Keterangan:

Fi = bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di Tingkat i

d. Kombinasi pembebanan

Perencanaan pembebanan pada tugas akhir ini disesuaikan dengan SNI 03-1729-2002. Berdasarkan beban-beban tersebut di atas maka struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan terfaktor SNI 03-1729-2002 di bawah ini :

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau H)
- 1,2$D \pm$ 1,0$E + L$
- 0,9D $\pm$ 1,0E
- 1,2$D + \gamma L\ L \pm\ \Omega_0\ E_h$
- 0,9$D \pm \Omega_0\ E_h$

Keterangan :

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

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain.

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

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

E :beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03-1726-2012, atau penggantinya dengan, $\gamma L = 0{,}5$ bila $L < 5$kPa, dan $\gamma L = 1$ bila $L > 5$kPa.
Dengan $\gamma L = 0{,}5$ bila $L<5$ kPa dan $\gamma L = 1$ bila $L \geq 5$ kPa.

D : pengaruh beban mati yang disebabkan oleh berat komponen struktur dan beban tetap pada struktur.

L : pengaruh beban hidup akibat pengguna gedung dan peralatan bergerak

E_h : pengaruh dari komponen horizontal beban gempa.

Ω_0 : faktor kuat cadang struktur.

Pengaruh orthogonalitas beban gempa, yaitu pengaruh pembebanan gempa pada dua arah yang saling tegak lurus, harus dipehitungkan dalam perencanaan struktur bangunan. Pengaruh orthogonalitas tidak perlu ditinjau bila dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa digunakan $\Omega_0 E_h$.

3.2.6 Pemodelan dan Analisa Struktur

Melakukan pemodelan struktur menggunakan SAP 2000 yang direncanakan sebagai ruang 3 dimensi dengan pemberian beban gempa menggunakan metode pendekatan gempa respon spektrum. Elemen elemen struktur yang dimodelkan adalah balok anak, balok utama, bresing dan kolom. Kombinasi pembebanan yang diinput sesuai dengan subbab 3.2.5. Dari pemodelan dan

hasil analisa struktur ini didapat nilai gaya dalam pada tiap elemen.

3.2.7 Kontrol Desain Struktur Utama

Melakukan kontrol kemampuan penampang elemen struktur utama terhadap gaya dalam yang diperoleh dari analisa struktur sebelumnya. Kontrol kemampuan elemen struktur baja dihitung berdasarkan SNI 03-1729-2002 berdasarkan gaya dalam yang diterima, perhitungannya sebagai berikut:

a. Kontrol kemampuan elemen balok

Elemen yang menerima beban lentur murni berfaktor, M_u, harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi rumusan berikut:

$M_u \leq \emptyset . M_n$ (3.27)

Keterangan :

$\emptyset$: faktor reduksi kekuatan = 0.9

M_n : kuat lentur nominal

Untuk segmen balok diluar link harus memenuhi ketentuan:

1) Kuat perlu segmen balok diluar link harus dihitung berdasarkan gaya yang ditimbulkan oleh : 1.1 $R_y V_n$ (3.28)

2) Bila diperlukan, untuk kestabilan balok diluar link harus direncanakan dengan menggunakan pengekang lateral. Kuat perlu pengekang lateral harus lebih besar dari : $\frac{2}{100} . F_y b_f t_f$ (3.29)

Kontrol yang perlu diperhatikan dalam perencanaan balok:

- **Kontrol tekuk lokal (*local buckling*)**

Batasan telah disebutkan pada tabel 3.3 dan untuk struktur baja tahan gempa pada tabel 3.4 dengan menyesuaikan keterangan elemen yang sesuai.

✓ Penampang kompak :

$\lambda \leq \lambda_p$ maka $M_n = M_p$ (3.30)

✓ Penampang tidak kompak :

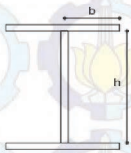
$\lambda_p < \lambda \leq \lambda r$ maka $M_n = M_p - (M_P - M_r) \frac{\lambda - \lambda_P}{\lambda_r - \lambda_P}$ (3.31)

✓ Penampang langsing : :

$\lambda > \lambda_r$ maka $M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2$ (3.32)

λ untuk penampang langsing hanya untuk elemen sayap, untuk elemen badan $\frac{h}{t} > \lambda_R$ termasuk balok dinding penuh.

Tabel 3.3 Batasan nilai rasio lebar terhadap tebal, λ_P untuk elemen tekan pada elemen balok (Sumber : SNI 03-1729-2002)

Jenis elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal (λ_p)
	$\frac{b}{2t_f}$	$\frac{170}{\sqrt{f_y}}$
	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{1680}{\sqrt{f_y}}$

Tabel 3.4 Batasan nilai rasio lebar terhadap tebal, λ_P untuk elemen tekan pada perencanaan struktur baja tahan gempa (Sumber : SNI 03-1729-2002)

Keterangan elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal (λ_p)
Sayap-sayap profil I, profil hibrida atau profil tersusun dan profil kanal	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{135}{\sqrt{f_y}}$

dalam lentur		
Pelat-pelat badan pada kombinasi lentur dan aksial tekan	$\frac{h}{t_w}$	Bila $\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} \leq 0.125$ $\frac{1365}{\sqrt{f_y}}\left[1 - 1.54\frac{N_u}{\emptyset_b N_y}\right]$ Bila $\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} > 0.125$ $\frac{500}{\sqrt{f_y}}\left[2.33 - \frac{N_u}{\emptyset_b N_y}\right] \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$

- Kontrol tekuk lateral (*lateral buckling*)

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengaku lateral yang berdekatan, L. Batas-batas bentang pengekang lateral ditentukan dalam tabel berikut :

Tabel 3.5 Batasan bentang untuk pengekang lateral
(Sumber : SNI 03-1729-2002)

Profil	L_p	L_r
I WF	$1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$r_y \left[\frac{X_1}{f_L}\right]\sqrt{1+\sqrt{1+X_2 f_L^2}}$ $f_L = f_y - f_R$ $X_1 = \frac{\pi}{S}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4\left(\frac{S}{GJ}\right)^2 \frac{I_w}{I_y}$

✓ Kondisi plastis sempurna ($L_b \leq L_p$)

$$M_n = M_p = Z_x \,.\, f_y \leq 1.5\, M_n = M_y \qquad (3.33)$$

✓ Kondisi tekuk lateral inelastik ($L_p < L_b < L_r$)

$$M_n = C_B \left[M_P - (M_P - M_r)\left(\frac{L_b - L_P}{L_P - L_r}\right)\right] \leq M_P \quad (3.34)$$

Dimana :

C_B : faktor pengali momen lentur nominal

$$C_B = \frac{12.5\, M_{max}}{2.5\ M_{max} + 3\, M_{1/4L} + 4\, M_{1/2L} + M_{3/4L}} \quad (3.35)$$

Keterangan :

Mmax : momen maksimum dari bentang yang ditinjau

$M_{1/4L}$: momen pada ¼ bentang yang ditinjau

$M_{1/2L}$: momen pada ½ bentang yang ditinjau

$M_{3/4L}$: momen pada ¾ bentang yang ditinjau

✓ Kondisi tekuk lateral elastik ($L_b \geq L_p$)

$$M_n = M_{CR} = C_B \frac{\pi}{L} \sqrt{E\, I_y\, G\, J + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_Y I_W} \leq M_P \quad (3.36)$$

- Kontrol kegagalan geser

Selain kegagalan tekuk lokal dan tekuk lateral perlu juga diperhatikan kegagalan geser pada balok. Pelat badan yang memikul gaya geser perlu, V_u, harus memenuhi :

$$V_u \leq \emptyset . V_n \quad (3.37)$$

Keterangan :

$\emptyset$: faktor reduksi kekuatan = 0.9

V_n : kuat geser nominal, dianggap disumbangkan hanya oleh pelat badan.

Kuat geser nominal, V_n, ditentukan oleh kondisi batas leleh atau tekuk pada pelat badan.

✓ Leleh pada pelat badan (plastik sempurna):

$$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (3.38)$$

Dengan :

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.39)$$

Maka nilai kuat geser nominal pelat bada diperhitungkan sebagai berikut :

$V_n = 0.6\ f_{yw}\ A_w$ (3.40)

Keterangan :

a : jarak antar pelat pengaku lateral penampang

f_{yw} : tegangan leleh pelat badan

A_w : luas bruto pelat badan

✓ Tekuk inelastik pada pelat badan:

$$1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} < \frac{h}{t_W} < 1.37\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (3.41)$$

Maka kuat geser nominal plat badan dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0.6\, f_{yw}\, A_w \left[1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}\right]\frac{t_w}{h} \quad (3.42)$$

✓ Tekuk elastik pada pelat badan :

$$\frac{h}{t_W} \geq 1.37\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} \quad (3.43)$$

Maka kuat geser nominal plat badan dihitung sebagai berikut :

$$V_n = \frac{0.9\ E\ k_n\ A_W}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (3.44)$$

b. Kontrol kemampuan elemen link

Kontrol yang perlu diperhatikan dalam perencanaan link:

- Batasan tegangan leleh pada link

Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada Link tidak boleh melebihi 350 MPa.

- Batasan rasio lebar terhadap tebal untuk elemen tekan

Batasan ketentuan rasio lebar terhadap tebal untuk elemen link mengacu pada tabel 3.4.

- Kuat geser rencana link

Kuat geser rencana Link, φV_n, harus lebih besar daripada kuat geser perlu V_u, dengan:

V_n = kuat geser nominal Link, diambil yang terkecil dari V_p atau $\frac{2M_p}{e}$

Dimana:

$V_p = 0.6\ F_y\ (d\text{-}2t_f)\ t_w$ (3.45)

φ = 0,9

e adalah panjang Link.

- Kontrol link terhadap gaya aksial

✓ Apabila beban aksial terfaktor pada Link, N_u, tidak melebihi 0.15 N_y, dengan $N_y = A_g\ F_y$, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana Link tidak perlu diperhitungkan.

✓ Apabila beban terfaktor pada Link, N_u, melebihi 0.15 N_y, ketentuan tambahan berikut ini harus dipenuhi:

1) Kuat geser rencana Link harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari $ØV_{pa}$ *atau* $2Ø\frac{M_{pa}}{e}$, dengan:

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1-\left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2} \quad (3.46)$$

$$M_{pa} = 1.18M_p\left[1-\left(\frac{N_u}{N_y}\right)\right] \quad (3.47)$$

Ø = 0.9

2) Panjang Link tidak boleh melebihi:

$$\left[1.15-0.5\rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right)\right]1.6\ \frac{M_p}{V_p} \quad \text{untuk } \rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0.3 \quad (3.48)$$

$$1.6\ \frac{M_p}{V_p} \quad \text{untuk } \rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0.3 \quad (3.49)$$

Dengan

$$\rho' = \frac{N_u}{V_u} \quad (3.50)$$

- Kontrol sudut rotasi link

Sudut rotasi link dihitung berdasarkan defleksi lateral yang terjadi sesuai dengan geometri rangka EBF yang digunakan, sudut rotasi link untuk EBF yang menggunakan link tunggal pada tiap tingkatnya dihitung dengan rumus:

1. Untuk link horizontal:

$$\gamma_p = \frac{L\ .\Delta_M}{e\ .h} \quad (3.51)$$

Dimana:
γ_p = sudut rotasi link (radian)
L = lebar bentang (m)
h = tinggi tingkat (m)
e = panjang link (m)
Δ_M = simpangan inelastik maksimum antar lantai (mm)
Dengan batasan sudut rotasi link sebesar:
1) 0.08 radian untuk $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$
2) 0.02 radian untuk $e \leq \frac{2.6M_p}{V_p}$
3) Nilai sudut rotasi link ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

2. Untuk link vertikal :

Dihitung berdasarkan rumus empiris.

$$\gamma_p = \arctan\frac{\Delta_a - \Delta_b}{e} \text{ (dalam radian)} \quad (3.52)$$
$$= \frac{\Delta_a - \Delta_b}{e}$$

Dimana :
γ_p = sudut rotasi link (radian)
e = panjang link (m)
$\Delta_a - \Delta_b$ = perbedaan simpangan yang terjadi pada ujung link atas terhadap ujung link bawah (mm)
Dengan batasan sudut rotasi link sebesar:
1) 0.08 radian untuk $e \leq \frac{0.8\,(1+\alpha)M_p}{V_p}$
2) 0.02 radian untuk $e \leq \frac{1.3\,(1+\alpha)M_p}{V_p}$
3) Nilai sudut rotasi link ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

- Pengaku link

1) Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Persyaratan pengaku link :

Lebar total pengaku

$l > (b_f - 2t_w)$ (3.53)

Ketebalan pengaku

$t >$ nilai terbesar dari ($0.75\ t_w$ atau $10\ mm$)

2) Pengaku badan antara harus direncanakan pada Link dengan ketentuan sebagai berikut:

Tabel 3.6 Ketentuan perencanaan pengaku badan pada link
(Sumber : SNI 03-1729-2002)

No.	Panjang link	Jarak antar pengaku antara
1.	$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$	Untuk sudut rotasi link 0.08 rad : $\leq \left(30t_w - \frac{d}{5}\right)$
		Untuk sudut rotasi link ≤ 0.02 rad : $\leq \left(52t_w - \frac{d}{5}\right)$
		Interpolasi linier digunakan untuk Sudut Rotasi Link di antara 0,08 radian dan 0,02 radian
2.	$\frac{1.6M_p}{V_p} < e \leq \frac{2.6M_p}{V_p}$	Harus direncanakan sesuai butir 1 dan 3
3.	$\frac{2.6M_p}{V_p} < e \leq \frac{5M_p}{V_p}$	1.5 b_f dari setiap ujung link
4.	$e > \frac{5M_p}{V_p}$	Tidak memerlukan pengaku antara

c. Kontrol kemampuan elemen bracing

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu (N_u) batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen

lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari link sebesar 1.25 $R_y V_n$, dengan nilai V_n sesuai butir b.

Perbandingan antara lebar dan tebal batang bresing harus memenuhi nilai λ_p yang ditentukan dalam Tabel 7.5-1 SNI-03-1729-2002 dengan menyesuaikan penampang elemen bracing yang digunakan.

Kontrol yang perlu diperhatikan dalam perencanaan bracing:

- **Kontrol elemen bracing terhadap gaya tarik**

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor N_U harus memenuhi :

$$N_u \leq \emptyset . N_n \quad (3.54)$$

Dengan $\emptyset . N_n$ adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terkecil antara dua perumusan berikut ini:

Kuat leleh : $\emptyset = 0.9$

$$N_n = A_g . f_y \quad (3.55)$$

Kuat putus : $\emptyset = 0.75$

$$N_n = A_e . f_u \quad (3.56)$$

Keterangan :

f_y : tegangan leleh (a)

f_u : tegangan putus (MPa)

A_g : luas penampang bruto (mm^2)

A_e : luas penampang efektif (mm^2), nilai A_e bisa dihitung melalui rumusan berikut :

$$A_e = A . U \quad (3.57)$$

Dimana :

A : luas penampang (mm^2)

U : faktor reduksi = $1 - (x-L) \leq 0.9$ (3.58)

Dengan :

X : jarak titik berat penampang terhadap sisi luar elemen penampang yang disambung

L : panjang sambungan dalam arah gaya tarik

Untuk menghindari vibrasi yang terjadi pada batang tarik maka batang harus didesain cukup kaku. Oleh karena itu perlu dipenuhi batas kelangsingan pada elemen tarik sebagai berikut :

$\lambda \leq 240$, untuk komponen utama

$\lambda \leq 300$, untuk komponen sekunder

- **Kontrol elemen bracing terhadap gaya tekan**

Sebuah batang yang memikul gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi rumusan berikut:

$$N_u \leq \emptyset . N_n \quad (3.59)$$

Keterangan :

$\emptyset$: faktor reduksi kekuatan = 0.85

N_n : kuat tekan nominal

Kondisi batas kekuatan elemen yang menerima beban aksial ditentukan oleh :

- Tekuk lentur (flexural buckling) : elemen yang mengalami lentur terhadap sumbu lemah. Pada elemen atau kolom yang menekuk lentur, kuat tekan nominal dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g F_{CR} = A_g \frac{f_y}{\omega} \quad (3.60)$$

Dimana :

Kondisi tekuk umum : $\lambda_c \leq 0.25$ maka $\omega = 1$ (3.61)

Kondisi tekuk inelastik : $0.25 < \lambda_c < 1.2$ maka

$$\omega = \frac{1.43}{1.6\ 0 - 0.67\lambda_C} \quad (3.62)$$

Kondisi tekuk elastik : $\lambda_c \geq 0.25$ maka $\omega = 1.25\ \lambda_c^{\ 2}$ (3.63)

Dengan :

$$\lambda_C = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.64)$$

Keterangan :

A_g : luas penampang bruto (mm^2)

F_{cr} : tegangan kritis penampang (MPa)

F_y : tegangan leleh material (MPa)

R : jari jari girasi

L_k : panjang tekuk, dimana

$$L_k = k_c . L \quad (3.65)$$

Dengan :

k_c : faktor tekuk

L : panjang batang

- Tekuk Lokal (*Local Buckling*) : terjadi pada elemen penampang sayap atau badan yang menekuk karena penampang terlalu tipis. Agar tekuk lokal tidak terjadi maka harga kelangsingan (rasio antara lebar terhadap tebal) pelat pelat penampang harus dibatasi sesuai tabel 3.3, sedangkan untuk perencanaan struktur bangunan tahan gempa, batasan kelangsingan penampang lebih diperketat lagi sesuai pada tabel 3.4. selain itu harus dipenuhi pula syarat kelangsingan komponen struktur tekan lebih kecil dari 200,

$$\lambda = \frac{L_k}{r} < 200 \qquad (3.66)$$

d. Kontrol kemampuan elemen kolom

Kuat perlu kolom harus dihitung berdasarkan gaya yang ditimbulkan oleh : 1.1 $R_y V_n$ selain diluar pengaruh kombinasi yang ada.

- **Batasan kelangsingan elemen penampang**

Batasan telah disebutkan pada tabel 3.7 dan untuk struktur baja tahan gempa pada tabel 3.4.

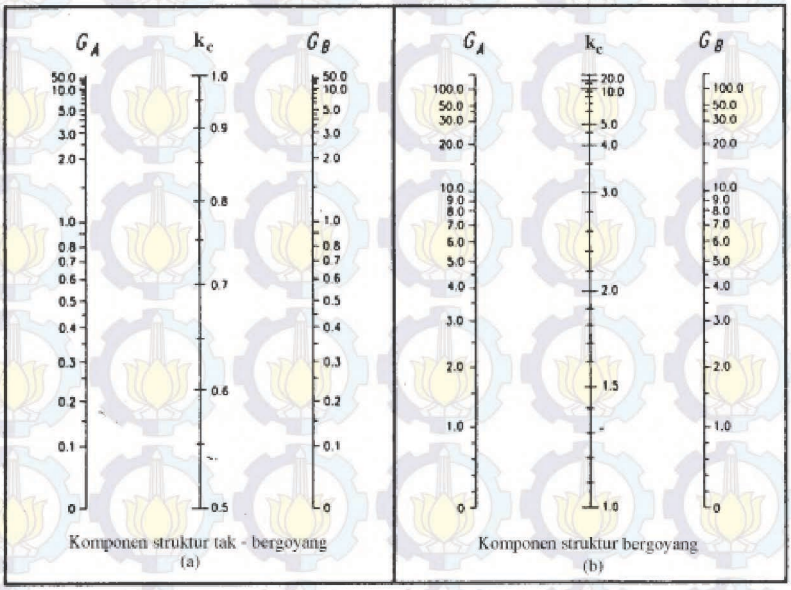
Tabel 3.7 Batasan nilai rasio lebar terhadap tebal, λ_P untuk elemen tekan pada elemen kolom (Sumber : SNI 03-1729-2002)

Jenis elemen	Perbandingan lebar terhadap tebal (λ)	Perbandingan maksimum lebar terhadap tebal (λ_p)
Sayap bebas dari profil siku kembar yang menyatu pada sayap lainnya, pelat sayap dari komponen struktur kanal dalam aksial tekan, profil siku dan plat yang menyatu dengan balok atau komponen struktur tekan	$\frac{b}{t_f}$	$\frac{250}{\sqrt{f_y}}$

Elemen-elemen lainnya yang diperkaku dalam tekan murni; yaitu dikekang sepanjang kedua sisinya	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{665}{\sqrt{f_y}}$

- **Batasan kelangsingan komponen struktur**

Untuk batang tekan yang merupakan bagian dari suatu rangka yang bersambungan kaku (portal) nilai faktor tekuk (k_c) ditentukan dengan nomogram sesuai SNI 03-1729-2002 pasal 7.6.3, (lihat gambar 3.4 dengan menentukan terlebih dahulu nilai G.



Gambar 3.4 Nilai kc untuk (a) komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang. (Sumber : SNI 03-1729-2002)

$$G = \frac{\Sigma\left(\frac{I_C}{L_C}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_B}{L_B}\right)} \quad (3.67)$$

Dimana :

I_C : momen inersia kolom

L_C : panjang kolom

I_B : momen inersia balok

L_B : panjang balok

- **Kontrol interaksi beban aksial dan momen**

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

Untuk $\frac{N_u}{\emptyset_n\ N_n} \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\emptyset_n\ N_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b\ M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b\ M_{ny}}\right) \leq 1.0 \quad (3.68)$$

Untuk $\frac{N_U}{\emptyset_N\ N_N} < 0.2$

$$\frac{N_u}{2\emptyset_n\ N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b\ M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varphi_b\ M_{ny}}\right) \leq 1.0 \quad (3.69)$$

Keterangan :

N_u : gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor

N_n : kuat aksial nominal penampang

M_{ux}, M_{uy} : momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu-x dan sumbu-y

M_{nx}, M_{ny} : kuat nominal lentur terhadap sumbu-x dan sumbu-y

$\emptyset_n$: faktor reduksi untuk kuat aksial

$\emptyset_n$: 0.90 (leleh tarik) atau

$\emptyset_n$: 0.75 (patah tarik)

$\emptyset_n$: 0.85 (tekan)

$\emptyset_b$: 0.90 faktor reduksi untuk kuat lentur

Untuk menentukan besar nilai momen lentur amplifikasi, ketentuannya mengacu pada SNI-03-1729-2002 pasal 7.4.3.1.

3.2.8 Analisa Pushover pada Struktur Utama dan Kurva Pushover

Analisa beban dorong pushover dilakukan dengan menentukan titik kontrol pada puncak atap (lantai 10, +40000), yaitu pada titik 1-A, pada masing masing bangunan yang direncanakan. Struktur didorong dengan beban gempa statik bertahap baik pada arah X maupun arah Y, sampai bangunan mencapai kinerjanya dan terjadi keruntuhan bangunan. Masing masing arah dikenakan 2 pola gempa berdasarkan FEMA 356, yang mana pola distribusi gaya lateral yang pertama adalah besarnya proporsional dengan gaya geser lantai berdasarkan analisi respon spektrum dan pola yang kedua distribusi gaya lateral besarnya proporsional dengan masa tiap lantai. Dari analisa pushover, maka didapatkan kurva pushover (gaya geser dasar-perpindahan titik kontrol) selain itu juga didapatkan mekanisme sendi plastis yang terjadi.

Dari analisa pushover tersebut didapat gaya geser dasar ultimit yang selanjutnya akan dibandingkan besarnya gaya geser dasar pada kedua konfigurasi EBF tersebut, untuk menentukan konfigurasi mana yang memiliki kekuatan paling besar. Selanjutnya dibandingkan kekakuan elastis struktur, dihitung berdasarkan rasio antara gaya geser dasar yang menyebabkan leleh pertama pada elemen struktur (link) dengan perpindahan titik kontrol struktur saat terjadi leleh pertama pada link beam. Sedangkan untuk nilai daktilitas diperoleh dari rasio perpindahan titik kontrol saat mencapai batas ultimit dengan perpindahan titik kontrol saat terjadi leleh pertama pada elemen link.

3.2.9 Evaluasi Hasil Pemodelan

Dari hasi analisa pushover didapat nilai kekuatan, kekakuan elastis dan nilai daktilitas dari kedua pemodelan. Selanjutnya dibandingkan hasil darin kedua pemodelan tersebut. Dari segi kekuatan, pemodelan dengan nilai kekuatan cukup besar dianggap menguntungkan karena dapat menahan gaya geser dasar maksimum yang besar sebelum terjadi penurunan kekuatan. Dari

segi kekakuan, semakin kaku bangunan maka perpindahan yang terjadi akan semakin kecil, sehingga struktur dianggap lebih unggul pada sisi kenyamanan saat gempa mengenai bangunan tersebut. Dari segi daktilitas, semakin besar nilai daktilitas maka semakin besar pula kemampuan struktur tersebut dalam menyerap energi gempa.

BAB IV
PRELIMINARY DESAIN

4.1 Data Perencanaan

Pada tugas akhir ini data bangunan yang akan dijadikan pemodelan adalah sebagai berikut :

a. Desain : EBF link horizontal
   EBF link vertikal
b. Material : Baja
c. Mutu baja : BJ 41
d. Mutu beton : 30 MPa
e. Jumlah lantai : 10 (tipikal)
f. Tebal plat lantai : 10 cm
g. Tebal plat lantai atap : 9 cm
h. Tinggi tiap lantai : 4 m
i. Tinggi gedung : 40 m
j. Fungsi bangunan : Perkantoran
k. Lokasi : Padang
l. Jenis tanah : Tanah lunak
m. Denah gedung terlampir

4.2 Perencanaan Awal Dimensi Struktur

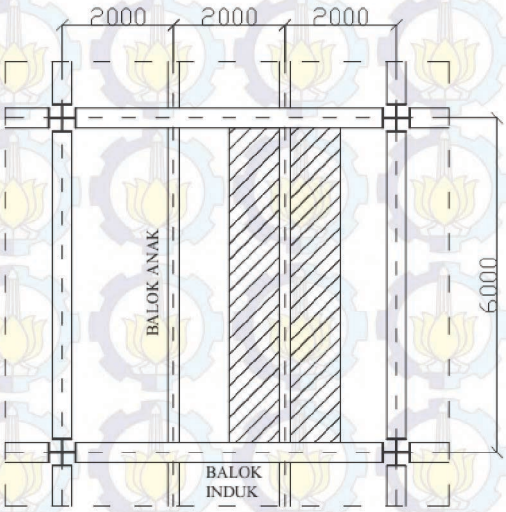
Penentuan awal dimensi struktur pada mulanya dilakukan dengan memperhitungkan beban mati dan hidup saja terhadap kapasitas penampang profil atau dengan memakai batas minimum kelangsingan elemen tersebut. Elemen yang direncanakan yaitu :

- Balok anak
- Balok induk
- Kolom
- Bracing
- Link

4.2.1 Preliminary Desain Balok Anak

Balok anak yang direncanakan ada 2, yaitu balok anak atap pada lantai 10 dan balok anak lantai 1-9

a) Balok anak lantai 1-9



Gambar 4. 1 Denah pembebanan balok anak lantai 1-10

- Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,1	= 240 kg/m^2
Spesi	= 2200 kg/m^3 . 0,02	= 44 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Ducting dan plumbing		= 10 kg/m^2
	Total (q_{1-9})	= 322,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 322,7 kg/m^2 . 2 m = 645,4 kg/m

- Beban hidup :

Lantai perkantoran = 250 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 250 kg/m^2 . 2 m = 500 kg/m

- Beban berfaktor :

q_u = $1,2\ q_d + 1,6\ q_l$

q_u = 1,2 . 645,4 + 1,6 . 500

q_{u9} = 1574,48 kg/m

$M_u = \frac{1}{8} . q_u . l^2$

$= \frac{1}{8} . 1574{,}48 . 6^2$

= 7085,16 kg.m

= 708516 kg.cm

– Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{708516}{0{,}9 . 2500}$

$Z_x > 314{,}896 \text{ cm}^3$

Maka pada balok anak lantai 1-9 dicoba dengan profil WF 350 x 175 x 6 x 9.

a) Balok anak lantai 10

– Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,09	= 216 kg/m^2
Aspal		= 14 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Ducting dan plumbing		= 10 kg/m^2
	Total (q_{l0})	= 268,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 268,7 kg/m^2 . 2 m = 537,4 kg/m

– Beban hidup :

Lantai atap = 100 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 100 kg/m^2 . 2 m = 200 kg/m

– Beban berfaktor :

q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l

= 1,2 . 537,4 + 1,6 . 200

q_{u10} = 964,88 kg/m

$M_u = \frac{1}{8}.q_u.l^2$

$= \frac{1}{8}.964{,}88.6^2$

= 4341,96 kg.m

= 434196 kg.cm

- Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

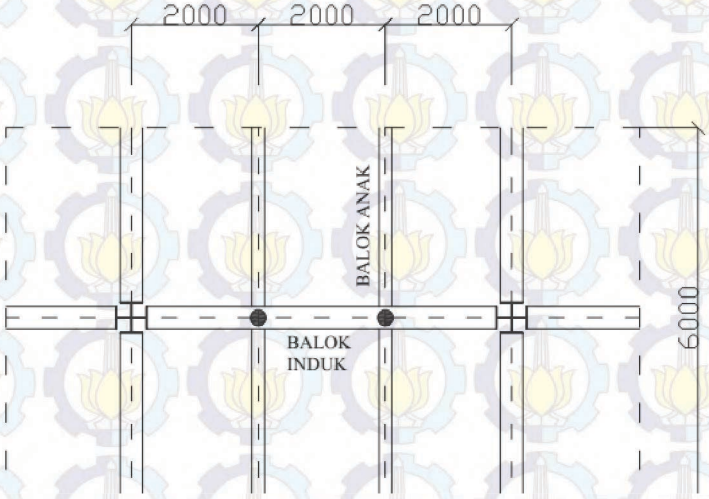
$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{434196}{0{,}9\ .2500}$

$Z_x > 192{,}976\ \text{cm}^3$

Maka pada balok anak lantai 10 dicoba dengan profil WF 300 x 150 x 5,5 x 8.

4.2.2 Preliminary Desain Balok Induk



Gambar 4. 2 Denah pembebanan balok induk lantai 1-10

Balok induk yang direncanakan ada 2, yaitu balok induk atap pada lantai 10 dan balok induk lantai 1-9. Karena bentuk

gedung simetris pada arah x dan y maka balok arah melintang dan memanjang dicoba dengan memakai penampang yang sama.

a) Balok induk lantai 1-9

– Beban :

Beban terpusat (P_u) :

Reaksi vertikal balok anak

$= q_{u9} \cdot \frac{l}{2} + 1{,}2 \cdot (q_{dbalok\ anak\ 1\text{-}9} \cdot l)$

$= 1574{,}48$ kg/m $\cdot \frac{6}{2}$ m $+ 1{,}2 \cdot (69{,}2$ kg/m $\cdot 6)$

$= 5221{,}68$ kg

Beban mati terbagi rata (q_d)

Dinding bata $= 250$ kg/m$^2 \cdot 4$ m $= 1000$ kg/m

– Beban berfaktor :

$q_u = 1{,}2\ q_d + 1{,}6\ q_l$

$= 1{,}2 \cdot 1000 + 1{,}6 \cdot 0$

$q_u = 1200$ kg/m

$P_u = 5221{,}68$ kg

maka

$M_u = \frac{1}{8} . q_u . l^2 + P_u . (\frac{1}{2}\ l - \frac{1}{6}\ l)$

$= \frac{1}{8} . 1200 . 6^2 + 5221{,}68\ . (\frac{1}{2} .\ 6 - \frac{1}{6} . 6)$

$= 15843{,}36$ kg.m

$= 1584336$ kg.cm

– Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{1584336}{0{,}9 \cdot 2500}$

$Z_x > 704{,}149$ cm^3

Pada balok induk lantai 1-9 dicoba dengan beberapa profil yang berbeda, dengan kisaran Z_x seperti diatas. Pada lantai 1-3 dipakai balok induk dengan profil WF 600 x 200 x 12 x 20,

balok induk lantai 4-6 dipakai WF 500 x 200 x 9 x14, dan balok induk lantai 7-9 dipakai profil WF 450 x 200 x 8 x 12. Ukuran balok pada tiap lantai dibedakan dengan mempertimbangkan beban gempa yang mungkin terjadi.

b) Balok induk lantai 10

– Beban:

Beban terpusat (P_u) :

Reaksi vertikal balok anak

$= q_{u10} \cdot \frac{l}{2} + 1{,}2 \cdot (q_{dbalok\ anak\ 10} \cdot l)$

$= 964{,}88$ kg/m $\cdot \frac{6}{2}$ m + 1,2 . (56,8 kg/m . 6)

$= 3303{,}6$ kg

– Beban berfaktor :

$P_u = 3079{,}68$ kg

$M_u = P_u \cdot (\frac{1}{2}\ l - \frac{1}{6} \cdot l)$

$= 3303{,}6 \cdot (\frac{1}{2} \cdot\ 6 - \frac{1}{6} \cdot 6)$

$= 6607{,}2$ kg.m

$= 660720$ kg.cm

– Kapasitas penampang

$M_u < \emptyset Z_x f_y$

$Z_x > \frac{M_u}{\emptyset f_y}$

$Z_x > \frac{660720}{0{,}9 \cdot 2500}$

$Z_x > 293{,}653\ cm^3$

Maka pada balok induk lantai 10 dicoba dengan profil WF 400 x 200 x 7 x 11.

4.2.3 Preliminary Desain Link

Link didesain sebagai link geser.

a) Link pada EBF inverted V

Pada EBF tipe inverted V penampang link sama dengan penampang balok induk. Panjang link untuk link geser ialah

$e = \frac{1{,}6\ M_p}{V_p}$, dimana $M_p = Z_x\ F_y$ dan $V_p = 0.6\ F_y\ (d\text{-}2t_f)\ t_w$

Fy = 2500 kg/cm^2

Tabel 4. 1 Perencanaan panjang dan kapasitas link horizontal

Tingkat	Profil link	Z_x (cm^3)	M_p (kg.cm)	V_p (kg)	$\frac{1{,}6M_p}{V_p}$ (cm)	e (cm)
10	400.200.7.11	1088	2720000	39690	109,6	50
9	450.200.8.12	1393	3482500	51120	108,9	50
8	450.200.8.12	1393	3482500	51120	108,9	50
7	450.200.8.12	1393	3482500	51120	108,9	50
6	500.200.9.14	1836	4590000	63720	115,2	50
5	500.200.9.14	1836	4590000	63720	115,2	50
4	500.200.9.14	1836	4590000	63720	115,2	50
3	600.200.12.20	3317	8292500	100800	131,6	50
2	600.200.12.20	3317	8292500	100800	131,6	50
1	600.200.12.20	3317	8292500	100800	131,6	50

Untuk mempermudah permodelan, panjang link pada tiap tingkat direncanakan sebesar 50 cm.

b) Link pada EBF inverted Y

Untuk link vertikal, batasan panjang untuk link geser mengacu pada EC8, dengan peraturan sebagai berikut :

e < e_s , dimana

$$e_s = 0{,}8\,(1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$$

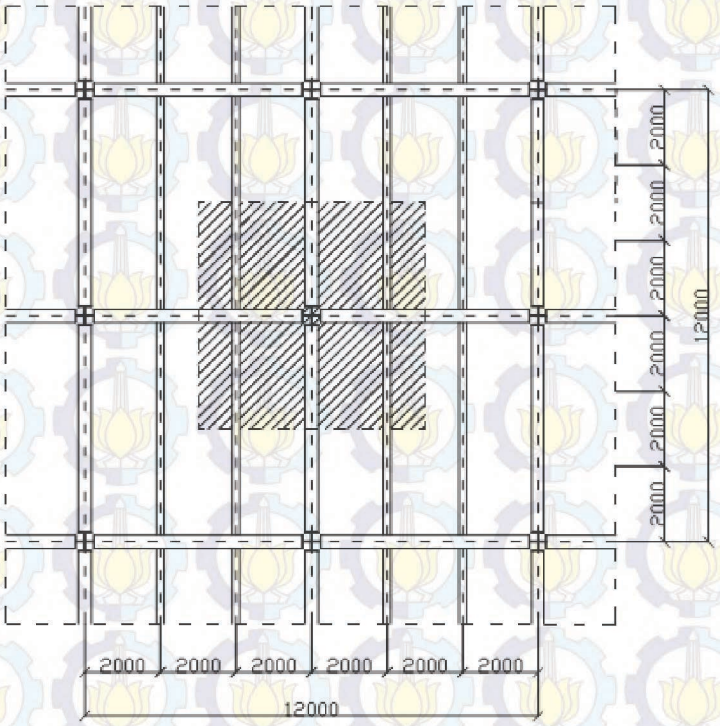
dengan α ialah rasio dari momen terkecil pada ujung link terhadap momen terbesar pada ujung link satunya dimana sendi plastis terbentuk, kedua nilai momen diambil nilai absolutnya. Untuk preliminary desain nilai momen pada ujung link yang terhubung dengan bracing bernilai 0, sehingga nilai $\alpha = 0$.

Tabel 4. 2 Perencanaan panjang dan kapasitas link vertikal

Tingkat	Profil link	Z_x (cm^3)	M_p (kg.cm)	V_p (kg)	$\frac{0{,}8M_p}{V_p}$ (cm)	e (cm)
10	400.200.7.11	1088	2720000	39690	54,8	50
9	450.200.9.14	1621	4052500	56970	56,9	50
8	450.200.9.14	1621	4052500	56970	56,9	50
7	450.200.9.14	1621	4052500	56970	56,9	50
6	500.200.11.19	2462	6155000	79530	61,9	50
5	500.200.11.19	2462	6155000	79530	61,9	50
4	500.200.11.19	2462	6155000	79530	61,9	50
3	600.200.13.23	3778	9445000	108030	69,9	50
2	600.200.13.23	3778	9445000	108030	69,9	50
1	600.200.13.23	3778	9445000	108030	69,9	50

4.2.4 Preliminary Desain Kolom

Perencanaan awal untuk penampang kolom didasarkan beban aksial yang diterima oleh kolom akibat beban mati dan hidup. Luasan beban yang dihitung pada tiap lantai disesuaikan dengan gambar 4.3.



Gambar 4. 3 Denah pembebanan kolom lantai 1-10

a) Kolom pada lantai 10

– Beban mati :

q_{10} = 268,7 kg/m^2 . 36 m^2 = 9673,2 kg

berat balok anak
= 56,8 kg/m . 6 m . 2 = 681,6 kg
berat balok induk
= 66 kg/m . 6 m . 2 = 792 kg
total (P_d) = 11146,8 kg

– beban hidup
P_l = 100 kg/m^2 . 36 m^2 = 3600 kg

– beban berfaktor
P_{u10} = $1,2 . P_d + 1,6 . P_l$
= 1,2 . 11146,8+ 1,6 . 3600
= 19136 kg

– Kapasitas Penampang
Pada penentuan dimensi kolom ini diasumsikan bahwa kolom tidak langsing serta mengikuti rumus interaksi 1 dengan asumsi hanya didominasi beban aksial saja.

$$\frac{P_u}{\emptyset_c P_n} < 1$$

$$P_n > \frac{P_u}{\emptyset_c}$$

$$P_n > \frac{19136}{0.85} = 22513 \text{ kg}$$

$$P_n = A_g . f_y$$

$$A_g > \frac{P_n}{f_y}$$

$$A_g > \frac{22513}{2500} = 9 \text{ cm}^2$$

Maka pada kolom 10 dipakai profil K 350 x 175.

b) Kolom pada lantai 7-9

Karena tipe lantai pada lantai 1-9 adalah tipikal, jadi beban yang diterima pada tiap lantai sama.

– Beban mati :
q_{1-9} = 322,7 kg/m^2 . 36 m^2 = 11617,2 kg
dinding bata
= 250 kg/m^2 . 12 m^2 . 4 = 12000 kg
berat balok anak

= 69,2 kg/m . 3 m . 4 = 830,4 kg

berat balok induk

= 76 kg/m . 3 m . 4 = 912 kg

total (*Pd*) = 25359,6 kg

- Beban Hidup

Pl = 250 kg/m^2. 36 m^2 = 9000 kg

- Beban Berfaktor

P_{u7} = *3(1,2 . Pd + 1,6 . Pl) +* P_{u10}

= 3(1,2 . 25359,6 + 1,6 . 9000) + 19136

= 153630,56 kg

- Kapasitas Penampang

$\frac{P_u}{\emptyset_c P_n} < 1$

$P_n > \frac{P_u}{\emptyset_c}$

$P_n > \frac{153630,56}{0,85}$ = 180742 kg

$P_n = A_g . f_y$

$A_g > \frac{P_n}{f_y}$

$A_g > \frac{180742}{2500}$ = 72,296 cm^2

Maka pada kolom 7-9 dipakai profil K 588 x 300 . Sedangkan pada lantai 4-6 profil yang dipakai untuk kolom ialah K 700 x 300 dan pada lantai 1-3 profil yang dipakai untuk kolom ialah K 800 x 300.

4.2.5 Preliminary Desain Bracing

Perencanaan awal penampang bracing didasarkan pada batas kelangsingan yang disyaratkan yaitu sebesar :

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

a) Bracing pada EBF inverted V

Nilai faktor tekuk dipakai 1 karena ujung ujung bracing dianggap sebagai sendi-sendi.

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

$r > \frac{L_k}{200}$, dimana $L_k = K_c . L$

L = $\sqrt{2{,}6^2 + 4^2}$ = 4,77 m = 4770 mm

$r > \frac{1*4770}{200}$ = 23,85 mm

Maka pada lantai 1-3 dipakai bracing WF 450 x 300 x 11 x 18, pada lantai 4-6 WF 400 x 300 x 10 x 16, pada lantai 7-9 WF 350 x 250 x 9 x 14 dan pada lantai 10 WF 350 x 250 x 8 x 12.

b) Bracing pada EBF inverted Y

Nilai faktor tekuk dipakai 1 karena ujung ujung bracing dianggap sebagai sendi-sendi.

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

$r > \frac{L_k}{200}$, dimana $L_k = K_c \, . \, L$

L = $\sqrt{3^2 + 3{,}5^2}$ = 4,61 m = 4610 mm

$r > \frac{1*4610}{200}$ = 23,05 mm

Maka pada lantai 1-3 dipakai bracing WF 450 x 300 x 11 x 18, pada lantai 4-6 WF 400 x 300 x 10 x 16, pada lantai 7-9 WF 350 x 250 x 9 x 14 dan pada lantai 10 WF 350 x 250 x 8 x 12.

4.3 Rekapitulasi Preliminary Desain

EBF inverted V (e = 500 mm)

Tabel 4.3 Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted V

Tingkat	Balok anak (WF)	Balok induk (WF)	Link	Kolom (K)	Bracing (WF)
10	300.150.5,5.8	400.200.7.11	400.200.7.11	350.175	350.250.8.12
9	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.8.12	588.300	350.250.9.14
8	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.8.12	588.300	350.250.9.14
7	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.8.12	588.300	350.250.9.14
6	350.175.6.9	500.200.9.14	500.200.9.14	700.300	400.300.10.16
5	350.175.6.9	500.200.9.14	500.200.9.14	700.300	400.300.10.16
4	350.175.6.9	500.200.9.14	500.200.9.14	700.300	400.300.10.16
3	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.12.20	800.300	450.300.11.18
2	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.12.20	800.300	450.300.11.18
1	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.12.20	800.300	450.300.11.18

EBF inverted Y (e = 500 mm)

Tabel 4.4 Data Preliminary Elemen Struktur EBF Inverted Y

Tingkat	Balok anak (WF)	Balok induk (WF)	Link	Kolom (K)	Bracing (WF)
10	300.150.5,5.8	400.200.7.11	400.200.7.11	350.175	350.250.8.12
9	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.9.14	588.300	350.250.9.14
8	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.9.14	588.300	350.250.9.14
7	350.175.6.9	450.200.8.12	450.200.9.14	588.300	350.250.9.14
6	350.175.6.9	500.200.11.19	500.200.11.19	700.300	400.300.10.16
5	350.175.6.9	500.200.11.19	500.200.11.19	700.300	400.300.10.16
4	350.175.6.9	500.200.11.19	500.200.11.19	700.300	400.300.10.16
3	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.13.23	800.300	450.300.11.18
2	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.13.23	800.300	450.300.11.18
1	350.175.6.9	600.200.12.20	600.200.13.23	800.300	450.300.11.18

BAB V
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perencanaan Balok Anak

Balok anak direncanakan sebagai elemen yang meneruskan serta membagi beban yang dipikul oleh plat lantai ke balok induk. Balok anak didesain hanya menerima beban gravitasi saja, tidak termasuk beban gempa.

5.2 Balok Anak Atap (Lantai 10)

Profil yang digunakan ialah WF 300.150.5,5.8 , dengan keterangan sebagai berikut :

W	= 32 kg/m	h	= 256 mm
A	= 40,8 cm^2	Z_x	= 455 cm^3
d	= 298 mm	I_x	= 6320 cm^4
b_f	= 149 mm	I_y	= 442 cm^4
t_w	= 5,5 mm	G	= 800000 kg/cm^2
t_f	= 8 mm	S_x	= 424 cm^3
r	= 13 mm		

Denah balok anak sesuai dengan gambar 4.1.

a) Pembebanan

– Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,09	= 216 kg/m^2
Aspal		= 14 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Ducting dan plumbing		= 10 kg/m^2
	Total (q_{10})	= 268,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 268,7 kg/m^2 . 2 m + 32 kg/m = 569,4 kg/m

– Beban hidup :

Lantai atap = 100 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 100 kg/m^2 . 2 m = 200 kg/m

– Beban berfaktor :

$q_u = 1{,}2\, q_d + 1{,}6\, q_l$

= 1,2 . 569,4 + 1,6 . 200

q_{u10} = 1003,28 kg/m

b) Gaya dalam

– Momen ultimate

$M_u = \frac{1}{8}.q_u.l^2$

$= \frac{1}{8}.1003{,}28.6^2$

= 4514,76 kg.m

= 451476 kg.cm

– Gaya geser

$V_u = \frac{1}{2}.q_u.l$

$= \frac{1}{2}.1003{,}28\,.6$

= 3009,84 kg.m

c) Kontrol terhadap momen lentur

– Kontrol tekuk lokal

Rasio lebar terhadap tebal sayap

$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{149}{2\,.8} = 9{,}31$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

Rasio lebar terhadap tebal badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{256}{5{,}5} = 46{,}54$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\frac{b}{t_f} < \frac{170}{\sqrt{f_y}}$ dan $\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$ maka profil merupakan penampang kompak dengan : $M_n = M_p$

$M_n = M_p = Z_x\,.\,F_y$

= 455 cm^3 . 2500 kg/cm^2

= 1137500 kg.cm

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset\,.M_n$

$451476 \leq 0{,}9 \,.1137500$

$451476 \text{ kg.cm} \leq 1023750 \text{ kg.cm}$

Penampang profil memenuhi.

– Kontrol tekuk lateral

L_b = 6 m = 600 cm

(asumsi tidak ada pengekang lateral sepanjang balok anak)

L_p = 163,77 cm

L_r = 458,415 cm

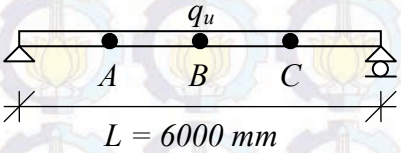
$L_b \geq L_r$

maka terjadi kondisi tekuk lateral inelastik, dengan nilai:

$$M_n = M_{CR} = C_B \frac{\pi}{L} \sqrt{E\, I_y\, G\, J + \left(\frac{\pi\, E}{L}\right)^2 I_Y I_W} \leq M_P$$

Dimana :

$$C_b = \frac{12{,}5\, .M_{max}}{2{,}5\, .M_{max} + 3\, .M_a + 4\, .M_b + 3\, .M_c} \leq 2{,}30$$



M_{max} $= M_b = M_u$ = 4514,76 kg.m

M_a $= M_c = R_a \,.\frac{l}{4} - q_u \,.\frac{l^2}{16}$

$= 3009{,}84 \,.\frac{6}{4} - 1003{,}28 \,.\frac{6^2}{16}$

= 2257,38 kg.m

$C_b = \frac{12{,}5\,.\,4514{,}76}{2{,}5\,.4514{,}76 + 3\,.\,2257{,}38 + 4\,.4514{,}76 + 3\,.\,2257{,}38}$

$= 1{,}32 \leq 2{,}3$

$J = \sum \frac{1}{3} bt^3$

$= \frac{1}{3} \,.\, (29{,}8 - 2\,.0{,}8) \,.\, 0{,}55^3 + 2.\left(\frac{1}{3} \,.14{,}9 \,.\, 0{,}8^3\right)$

= 6,649 cm^4

$I_w = I_y \cdot \frac{h'^2}{4}$

$= 442 \cdot \frac{(29{,}8-0{,}8)^2}{4}$

$= 92930{,}5 \text{ cm}^6$

Maka

$M_n = M_{cr}$

$= 1{,}32 \cdot \frac{\pi}{600} \sqrt{2.10^6.442.8.10^5.6{,}65 + \left(\frac{\pi.2.10^6}{600}\right)^2.442.92930}$

$=$

$M_n = 663189$ kg.cm $< M_p = 1137500$ kg.cm

Maka dipakai

$M_n = M_{cr} = 663189$ kg.cm

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset \cdot M_n$

$451476 \leq 0{,}9 \cdot 663189$

$451476 \text{ kg.cm} \leq 596870 \text{ kg.cm}$

Penampang profil memenuhi.

d) Kontrol terhadap gaya geser

Rasio tinggi bersih plat badan dengan tebal plat badan (untuk kondisi leleh pada pelat badan, plastik sempurna)

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

$\frac{h}{t_W} = \frac{256}{5{,}5} = 46{,}54$

Untuk balok tanpa pengaku vertikal plat badan $k_n = 5$, dan E=200000 MPa, sehingga :

$1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} = \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69{,}57$

Maka

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

Oleh karena itu nilai nominal geser plat badan :

V_n = 0,6 f_y A_w
= 0,6 . 2500 . (29,8 . 0,55)
= 24585 kg

Kontrol kemampuan profil
$V_u \leq \emptyset . V_n$
3009,84 $\leq$ 0,9 .24585
3009,84 kg $\leq$ 22126,5 kg
Penampang profil memenuhi.

e) Kontrol lendutan
L = 600 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1{,}667$ cm

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_d + q_l).L^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(569{,}4+200)\times 10^{-2} \times 600^4}{2000000 \times 6320}$

$= 1{,}027\ cm$

$f^0 < f_{ijin}$

1,027 cm $<$ 1,667 cm (OK)

5.3 Balok Anak Lantai 1-9

Profil yang digunakan ialah WF 350.175.6.9, dengan keterangan sebagai berikut :

W	= 41,4 kg/m	r	= 14 mm
A	= 52,68 cm^2	h	= 300 mm
d	= 346 mm	Z_x	= 778 cm^3
b_f	= 174 mm	I_x	= 11100 cm^4
t_w	= 6 mm	I_y	= 792 cm^4
t_f	= 9 mm	G	= 800000 kg/cm^2

Denah balok anak sesuai dengan gambar 4.1.

a) Pembebanan balok anak lantai 1-9
- Beban mati :

Bondeks		= 10,7 kg/m^2
Plat beton	= 2400 kg/m^3 . 0,1	= 240 kg/m^2
Spesi	= 2200 kg/m^3 . 0,02	= 44 kg/m^2
Keramik		= 24 kg/m^2
Plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2

Ducting dan plumbing = 10 kg/m^2

Total ($q_{1\text{-}9}$) = 346,7 kg/m^2

Beban mati terbagi rata (q_d)

q_d = 346,7 kg/m^2 . 2 m + 41,4 kg/m= 734,8 kg/m

– Beban hidup :

Lantai perkantoran = 250 kg/m^2

Beban hidup terbagi rata (q_l)

q_l = 250 kg/m^2 . 2 m = 500 kg/m

– Beban berfaktor :

q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l

q_u = 1,2 . 734,8 + 1,6 . 500

q_{u9} = 1681,76 kg/m

b) Gaya dalam

– Momen ultimate

$M_u = \frac{1}{8}.q_u.l^2$

$= \frac{1}{8}.1681{,}76.6^2$

= 7567,92 kg.m

= 756792 kg.cm

– Gaya geser

$V_u = \frac{1}{2}.q_u.l$

$= \frac{1}{2}.1681{,}76.6$

= 5045,28 kg.m

c) Kontrol terhadap momen lentur

– Kontrol tekuk lokal

Rasio lebar terhadap tebal sayap

$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{174}{2.9} = 9{,}67$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

Rasio lebar terhadap tebal badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\frac{b}{t_f} < \frac{170}{\sqrt{f_y}}$ dan $\frac{h}{t_w} < \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$ maka profil merupakan penampang kompak dengan : $M_n = M_p$

$M_n = M_p = Z_x \,.\, F_y$

$= 689 \text{ cm}^3 \,.\, 2500 \text{ kg/cm}^2$

$= 1722500 \text{ kg.cm}$

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset \,.\, M_n$

$756792 \leq 0{,}9 \,.1722500$

$756792 \text{ kg. cm} \leq 1550250 \text{ kg. cm}$

Penampang profil memenuhi.

– Kontrol tekuk lateral

L_b = 6 m = 600 cm

(asumsi tidak ada pengekang lateral sepanjang balok anak)

L_p = 193 cm

L_r = 534 cm

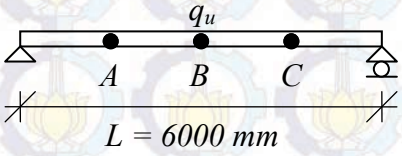
$L_b \geq L_r$

maka terjadi kondisi tekuk lateral inelastik, dengan nilai:

$$M_n = M_{CR} = C_B \frac{\pi}{L} \sqrt{E\, I_y\, G\, J + \left(\frac{\pi\, E}{L}\right)^2 I_Y I_W} \leq M_P$$

Dimana :

$C_b = \frac{12{,}5 \,.M_{max}}{2{,}5 \,.M_{max} + 3 \,.M_a + 4 \,.M_b + 3 \,.M_c} \leq 2{,}30$



$M_{max} = M_b = M_u = 7567{,}92$ kg.m

$M_a = M_c = R_a \cdot \frac{l}{4} - q_u \cdot \frac{l^2}{16}$

$= 5045{,}28 \cdot \frac{6}{4} - 1681{,}76 \cdot \frac{6^2}{16}$

$= 3783{,}96$kg.m

$C_b = \frac{12{,}5 \cdot 7567{,}92}{2{,}5 \cdot 7567{,}92 + 3 \cdot 3783{,}96 + 4 \cdot 7567{,}92 + 3 \cdot 3783{,}96}$

$= 1{,}316 \leq 2{,}3$

$J = \sum \frac{1}{3} bt^3$

$= \frac{1}{3} \cdot (34{,}6 - 2 \cdot 0{,}9) \cdot 0{,}6^3 + 2 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 17{,}4 \cdot 0{,}9^3)$

$= 10{,}818$ cm^4

$I_w = I_y \cdot \frac{h'^2}{4}$

$= 792 \cdot \frac{(34{,}6-0{,}9)^2}{4}$

$= 224866{,}62$ cm^6

Maka

$M_n = M_{cr}$

$= 1{,}316 \cdot \frac{\pi}{600}$

$\sqrt{2.10^6.792.8.10^5.10{,}818 + \left(\frac{\pi.2.10^6}{600}\right)^2 .792.224866}$

M_n =1256252 kg.cm

M_n = 1256252 kg.cm < M_p = 1722500 kg.cm

Maka dipakai

$M_n = M_{cr}$ = 1256252 kg.cm

Kontrol kemampuan profil

$M_u \leq \emptyset \cdot M_n$

$756792 \leq 0{,}9 \cdot 1256252$

$756792 \text{ kg.cm} \leq 1130600 \text{ kg.cm}$

Penampang profil memenuhi.

d) Kontrol terhadap gaya geser

Rasio tinggi bersih plat badan dengan tebal plat badan (untuk kondisi leleh pada pelat badan, plastik sempurna)

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

$\frac{h}{t_W} = \frac{300}{6} = 50$

Untuk balok tanpa pengaku vertikal plat badan k_n = 5, dan E=200000 MPa, sehingga :

$1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}} = \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69{,}57$

Maka

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_{yw}}}$

Oleh karena itu nilai nominal geser plat badan :

V_n = 0,6 f_y A_w

= 0,6 . 2500 . (34,6 . 0,6)

= 29894 kg

Kontrol kemampuan profil

$V_u \leq \emptyset . V_n$

$5045{,}28 \leq 0{,}9 .29894$

$5045{,}28 \text{ kg} \leq 26905 \text{ kg}$

Penampang profil memenuhi.

e) Kontrol lendutan

L = 600 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1{,}667 \text{ cm}$

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_d+q_l).L^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(734{,}8+500)\times 10^{-2} \times 600^4}{2000000 \times 11100}$

$= 0{,}938\ cm$

$f^0 < f_{ijin}$

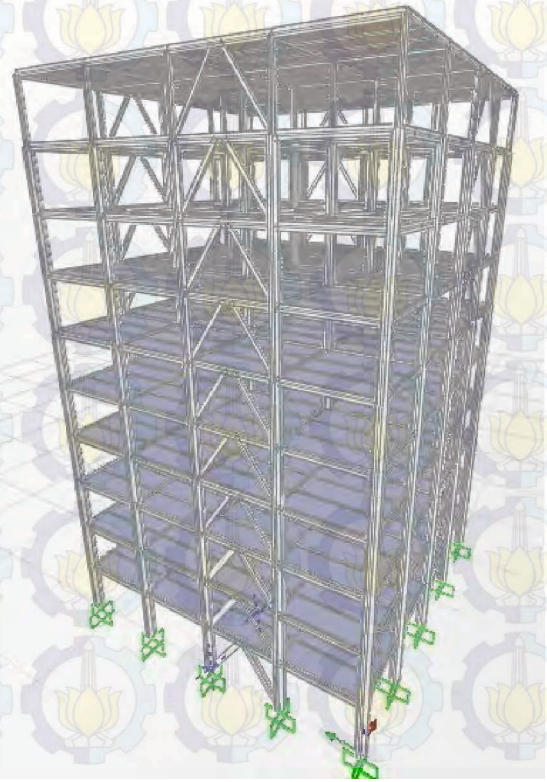
$0{,}938\ cm < 1{,}667\ cm$ (OK)

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

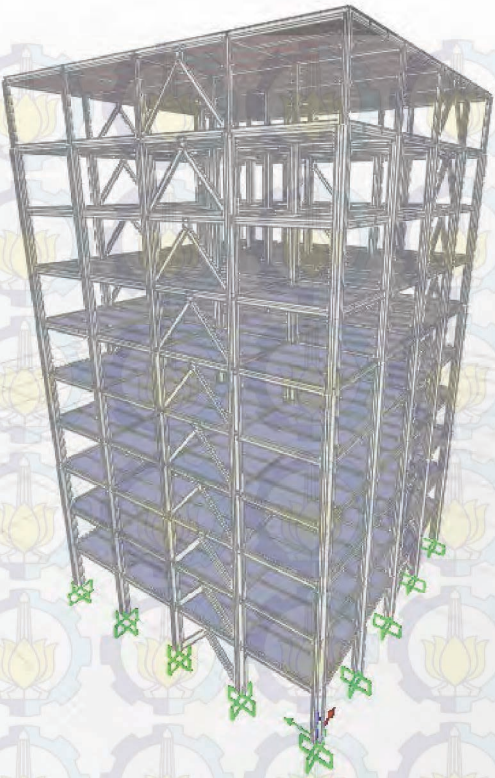
BAB VI
PEMBEBANAN DAN PEMODELAN STRUKTUR

6.1 Pemodelan Struktur

Pada tugas akhir ini struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai sistem portal dengan pengaku eksentrik tipe Inverted V dan Inverted Y. Material yang digunakan adalah baja dengan mutu BJ41 (Fy = 250 MPa, Fu = 410 MPa, E = 200000 MPa). Pemodelan struktur akan direncanakan dengan data dari bab preliminary desain tabel 4.3 dan 4.4



Gambar 6. 1 Permodelan Struktur EBF Inverted V



Gambar 6. 2 Pemodelan Struktur EBF Inverted Y

Pemodelan struktur dikenakan 2 jenis beban yaitu beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa.

6.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur direncanakan sesuai dengan Peraturan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung.

1. Beban Mati

   Beban mati yang diperhitungkan pada pemodelan ini antara lain :

   Dead :

   Berat sendiri baja profil pada struktur rangka baja yaitu kolom, balok induk, balok anak dan bracing , dengan berat jenis sebesar = 7850 kg/cm^3.

   Berat plat beton = 2400 kg/m^3

   Plat lantai 1-9 = 2400 kg/m^3 . 0,10 m = 240 kg/m^2

   Plat lantai 10 = 2400 kg/m^3 . 0,09 m = 216 kg/m^2

   Super dead :

   Berat finishing :

Berat plat bondeks		= 10,1 kg/m^2
Berat spesi (2 cm)	= 2 x 22	= 44 kg/m^2
Berat plafon dan penggantung		= 18 kg/m^2
Berat ducting plumbing		= 10 kg/m^2
	Total	= 82,1 kg/m^2
Berat aspal		= 14 kg/m^2

   Rincian untuk beban super dead pada tiap lantai :

   Lantai 1-9 = 82,1 kg/m^2

   Lantai 10 = 82,1 + 14 = 96,1 kg/m^2

2. Beban Hidup

   Beban hidup yang dipertimbangkan pada pemodelan ini antara lain :

   Live :

   Lantai 10 (atap) = 100 kg/m^2

   Lantai 1-9 (perkantoran) = 250 kg/m^2

6.3 Kontrol Desain

Desain respon spektrum gempa direncakan dengan memperhatikan parameter yang ada sesuai wilayah gempa dan SNI 03-1726-2012.

6.3.1 Parameter Respon Struktur Rencana

Lokasi = Padang
Jenis tanah = tanah lunak (SE)
Faktor keutamaan = 1
Kategori resiko (I_e) = 1
Koefisien modifikasi respon (R) = 8
Faktor pembesaran defleksi(C_d) = 4
Nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) = 2

S_s = 1,3 g
S_1 = 0,59 g
F_a = 0,9
F_v = 2,4
$S_{MS} = F_a . S_s$ = 1,17
$S_{M1} = F_v . S_1$ = 1,416
$S_{DS} = \frac{2}{3} . S_{MS}$ = 0,78
$S_{D1} = \frac{2}{3} . S_{M1}$ = 0,944
$T_0 = 0{,}2 . \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ = 0,242
$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ = 1,21

Setelah parameter respon struktur ditentukan selanjutnya dibuat grafik respon spektrum sesuai dengan SNI 03-1726-2012, dengan ketentuan :

Untuk $T < T_0$, S_a, dihitung melalui perumusan:

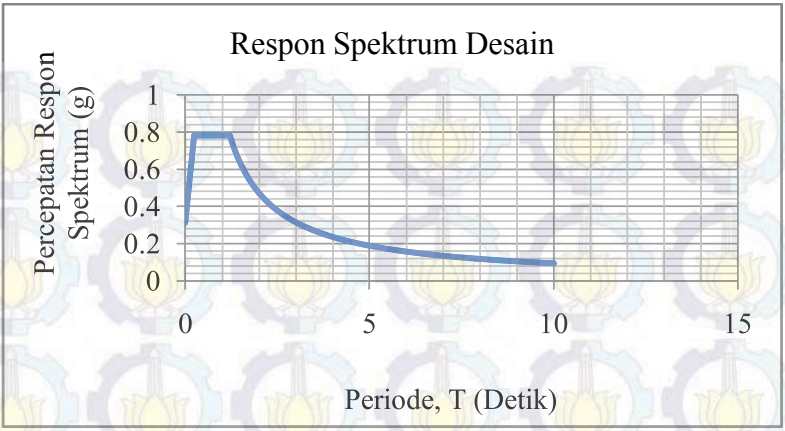
$$S_a = S_{Ds}\left(0.4 + 0.6\,\frac{T}{T_0}\right)$$

Untuk $T_0 \le T \le T_S$

$$S_a = S_{ds}$$

Untuk $T > T_S$

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



Gambar 6. 3 Desain respon spektrum wilayah Padang tanah lunak.

6.3.2 Kontrol Partisi Massa

Kontrol partisi massa harus diperhatikan sehingga perhitungan respon dinamik struktur memenuhi syarat agar partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari massa aktual pada masing masing arah.

Kontrol partisi massa diperoleh dari analisa SAP 2000.

- EBF Inverted V

Tabel 6.1 Rasio Partisi massa EBF Inverted V

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	**Step Type**	**Step Num**	**SumUX**	**SumUY**	**SumUZ**
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.57	0.12	2.419E-16
MODAL	Mode	2	0.69	0.69	2.546E-16
MODAL	Mode	3	0.69	0.69	4.014E-09
MODAL	Mode	4	0.87	0.69	4.014E-09
MODAL	Mode	5	0.87	0.87	4.014E-09

MODAL	Mode	6	0.87	0.87	3.211E-08
MODAL	Mode	7	0.92	0.87	3.211E-08
MODAL	Mode	8	0.92	0.92	3.211E-08
MODAL	Mode	9	0.92	0.92	3.211E-08
MODAL	Mode	10	0.92	0.92	0.0001349
MODAL	Mode	11	0.92	0.92	0.19
MODAL	Mode	12	0.93	0.93	0.19

- EBF Inverted Y

Tabel 6.2 Rasio Partisi massa EBF Inverted Y

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	**Step Type**	**Step Num**	**SumUX**	**SumUY**	**SumUZ**
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	4.E-06	0.7	8.86E-18
MODAL	Mode	2	0.7	0.7	1.51E-17
MODAL	Mode	3	0.7	0.7	1.288E-09
MODAL	Mode	4	0.7	0.87	1.289E-09
MODAL	Mode	5	0.87	0.87	1.289E-09
MODAL	Mode	6	0.87	0.87	0.00000104
MODAL	Mode	7	0.87	0.87	0.00000104
MODAL	Mode	8	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	9	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	10	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	11	0.87	0.87	0.00001034
MODAL	Mode	12	0.87	0.87	0.00002410
MODAL	Mode	13	0.87	0.87	0.00003783
MODAL	Mode	14	0.87	0.87	0.00003783
MODAL	Mode	15	0.87	0.92	0.00003783
MODAL	Mode	16	0.92	0.92	0.00003783

6.3.3 Kontrol Periode Getar

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, perioda fundamental struktur harus ditentukan dari :

$T = C_t \cdot h_n^{\,x}$

Untuk batas atasnya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1}.

$T_a = C_u \cdot T$

Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan bresing eksentrik, sehingga pada tabel 15 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai :

$C_t = 0{,}0731$

$x = 0{,}75$

$h_n = 40$ m

maka :

$T = 0{,}0731 \cdot 40^{\,0{,}75}$

$= 1{,}163$ s

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012, untuk nilai $S_{D1} = 0{,}944$ didapat nila $C_u = 1{,}4$, maka :

$C_u \cdot T = 1{,}4 \cdot 1{,}163 = 1{,}6282$ s

Dari hasil analisis SAP 2000 didapat nilai periode struktur sebagai berikut :

Tabel 6.3 Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted V

OutputCase	StepNum	Period	Frequency
	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	1	1.029829	0.97103
MODAL	2	1.029772	0.97109
MODAL	3	0.700897	1.4267
MODAL	4	0.343989	2.9071
MODAL	5	0.343917	2.9077
MODAL	6	0.233155	4.289
MODAL	7	0.190722	5.2432
MODAL	8	0.190576	5.2472
MODAL	9	0.14969	6.6805
MODAL	10	0.146778	6.813

MODAL	11	0.144071	6.941
MODAL	12	0.142658	7.0098

Tabel 6.4 Periode Dan Frekuensi Struktur EBF Inverted Y

OutputCase	StepNum	Period	Frequency
	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	1	1.07334	0.93168
MODAL	2	1.06777	0.93653
MODAL	3	0.73227	1.36560
MODAL	4	0.36292	2.75540
MODAL	5	0.35969	2.78020
MODAL	6	0.24454	4.08930
MODAL	7	0.24207	4.13110
MODAL	8	0.24177	4.13610
MODAL	9	0.22337	4.47680
MODAL	10	0.22318	4.48080
MODAL	11	0.22315	4.48130
MODAL	12	0.22314	4.48140
MODAL	13	0.22313	4.48170
MODAL	14	0.22308	4.48270
MODAL	15	0.20015	4.99640
MODAL	16	0.19767	5.05900

6.3.4 Kontrol Nilai Gaya Geser Dasar Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85 % nilai respon statik. Apabila hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala 0,85 . $\frac{Cs\ .W}{V}$.

Rumusan gaya geser statik :

$V_{statik} = C_s\ .\ W$

Koefisien respon seismik, C_s, harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut :

$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{Ie}\right)} = \frac{0,78}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0975$

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut :

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

$= \frac{0,944}{1,163 .\left(\frac{8}{1}\right)}$ = 0,101 > 0,0975 (OK)

Maka dipaka C_s = 0,0975

Selain persyaratan diatas nilai *Cs* harus tidak kurang dari :

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

= 0,044 . 0,78 . 1 ≥ 0,01

= 0,03432 ≥ 0,01 (OK)

= 0,03432 < 0,0975 (OK)

Maka diambil C_s = 0,0975.

- Gaya Geser Dasar Statik EBF Inverted V

Untuk perhitungan berat struktur, mengacu berat pada reaksi dasar struktur, sesuai tabel 6.3.

Tabel 6.5 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	219956.91	65991.44	0.19
EY	65987.16	219971.17	0.08684
DL+ LL	7.651E-11	-3.685E-10	3845067.83

Dari tabel tersebut nilai W = 3845067,83 kg.

$V_{statik} = C_s . W$

= 0,0975 . 3845067,83

= 374894,11 kg

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx} \geq 85\% . V_{statik}$

219956,91 ≥ 85% . 374894,11

219956,91 kg ≤ 318660 kg (not OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky}$ ≥ 85% . V_{statik}

219971,17 ≥ 85% . 374894,11

219971,17 kg ≤ 318660 kg (not OK)

Dari kontrol diatas gaya geser dasar pemodelan belum sesuai dengan peraturan, oleh sebab itu perlu diperbesar dengan faktor skala $0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}}$.

Pada arah x :

$$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3845067{,}83}{219956{,}91} = 1{,}449$$

Pada arah y :

$$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3845067{,}83}{219971{,}17} = 1{,}449$$

Dari nilai faktor skala tersebut didapat gaya geser ($V_{dinamik}$) sebagai berikut :

Tabel 6.6 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted V Setelah Pembesaran Skala

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	318937.73	95686.82	0.24
EY	95681.43	318955.69	0.11
DL+ LL	7.651E-11	-3.685E-10	3845067.83

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx}$ ≥ 85% . V_{statik}

318937,73 ≥ 85% . 374894,11

318937,73 kg ≥ 318660 kg (OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky}$ ≥ 85% . V_{statik}

318955,69 ≥ 85% . 374894,11
318955,69 kg ≥ 318660 kg (OK)

- Gaya Geser Dasar Statik EBF Inverted Y

Untuk perhitungan berat struktur, mengacu berat pada reaksi dasar struktur, sesuai tabel 6.5.

Tabel 6.7 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	221738.11	66649.58	0.21
EY	66521.44	222165.21	0.18
DL+ LL	1.166E-10	-4.832E-11	3861721.06

Dari tabel tersebut nilai W = 3861721,06 kg.

V_{statik} = C_s . W
= 0,0975 . 3861721,06
= 376517,80 kg

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx}$ ≥ 85% . V_{statik}
221738,11 ≥ 85% . 376517,80
221738,11 kg ≤ 280456 kg (not OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky}$ ≥ 85% . $V_{statiik}$
222165,21 ≥ 85% . 376517,80
222165,21 kg ≤ 280456 kg (not OK)

Dari kontrol diatas gaya geser dasar pemodelan belum sesuai dengan peraturan, oleh sebab itu perlu diperbesar dengan faktor skala $0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}}$.

Pada arah x :

$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3861721{,}06}{221738{,}11} = 1{,}443$

Pada arah y :

$$0{,}85 \cdot \frac{Cs \cdot W}{V_{dinamik}} = 0{,}85 \cdot \frac{0{,}0975 \cdot 3861721{,}06}{222165{,}21} = 1{,}441$$

Dari nilai faktor skala tersebut didapat gaya geser ($V_{dinamik}$) sebagai berikut :

Tabel 6.8 Reaksi Dasar Struktur EBF Inverted Y Setelah Pembesaran Skala

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
	Kgf	Kgf	Kgf
EX	312803.38	104449.76	0.58
EY	93841.03	348165.83	1.17
DL+ LL	1.166E-10	-4.832E-11	3861721.06

Kontrol :

Untuk gempa arah x :

$V_{dinamikx} \geq 85\% \cdot V_{statik}$

3122803,38 $\geq 85\% \cdot 376517{,}80$

3122803,38 kg $\leq$ 280456 kg (OK)

Untuk gempa arah y :

$V_{dinamiky} \geq 85\% \cdot V_{statiik}$

348165,83 $\geq 85\% \cdot 376517{,}80$

348165,83 kg $\leq$ 280456 kg (OK)

6.3.5 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$\Delta_i \leq \Delta_a$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$\Delta_1 = C_d \cdot \delta_{e1} / I$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) . C_d / I$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai C_d = 4 dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai I = 1. Simpangan ijin untuk struktur EBF atau SRBE Inverted V dan Inverted Y dikategorikan sebagai sistem struktur yang lain, sehingga menurut tabel 16 SNI 03-1726-2012 perumusanya adalah :

$\Delta_a = 0{,}020 . h_{sx}$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah

$\Delta_a = 0{,}020 . 4$

$= 0{,}08$ m

$= 80$ mm

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000,diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

- EBF Inverted V

Tabel 6.9 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi Lantai	EX		EY	
	Zi	Simpangan		Simpangan	
	(m)	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
10	40	54.288	16.285	16.286	54.282
9	36	48.977	14.693	14.693	48.977

8	32	43.387	13.016	13.016	43.388
7	28	36.770	11.031	11.031	36.772
6	24	29.729	8.919	8.919	29.731
5	20	23.110	6.934	6.933	23.112
4	16	16.518	4.956	4.955	16.519
3	12	10.658	3.198	3.197	10.659
2	8	6.081	1.825	1.824	6.082
1	4	2.205	0.661	0.661	2.205
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabel 6.10 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai	EX				Ket.
	Zi	Simpangan arah x				
	(m)	Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	
10	40	54.288	5.311	21.244	80.000	OK
9	36	48.977	5.590	22.359	80.000	OK
8	32	43.387	6.617	26.468	80.000	OK
7	28	36.770	7.041	28.166	80.000	OK
6	24	29.729	6.618	26.474	80.000	OK
5	20	23.110	6.593	26.371	80.000	OK
4	16	16.518	5.860	23.440	80.000	OK
3	12	10.658	4.576	18.306	80.000	OK
2	8	6.081	3.876	15.506	80.000	OK
1	4	2.205	2.205	8.818	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.11 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EX Simpangan arah y Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	16.285	1.592	6.366	80.000	OK
9	36	14.693	1.677	6.706	80.000	OK
8	32	13.016	1.985	7.940	80.000	OK
7	28	11.031	2.112	8.449	80.000	OK
6	24	8.919	1.985	7.942	80.000	OK
5	20	6.934	1.978	7.912	80.000	OK
4	16	4.956	1.758	7.032	80.000	OK
3	12	3.198	1.373	5.493	80.000	OK
2	8	1.825	1.163	4.652	80.000	OK
1	4	0.661	0.661	2.646	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.12 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EY Simpangan arah x Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	16.286	1.593	6.373	80.000	OK
9	36	14.693	1.677	6.708	80.000	OK
8	32	13.016	1.985	7.941	80.000	OK
7	28	11.031	2.112	8.450	80.000	OK
6	24	8.919	1.986	7.942	80.000	OK
5	20	6.933	1.978	7.911	80.000	OK
4	16	4.955	1.758	7.032	80.000	OK
3	12	3.197	1.373	5.492	80.000	OK

2	8	1.824	1.163	4.652	80.000	OK
1	4	0.661	0.661	2.645	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.13 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted V

Lantai	Tinggi lantai	EY				Ket.
	Zi	Simpangan arah y				
	(m)	Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	
10	40	54.282	5.305	21.221	80.000	OK
9	36	48.977	5.589	22.355	80.000	OK
8	32	43.388	6.616	26.465	80.000	OK
7	28	36.772	7.041	28.164	80.000	OK
6	24	29.731	6.618	26.473	80.000	OK
5	20	23.112	6.593	26.372	80.000	OK
4	16	16.519	5.860	23.442	80.000	OK
3	12	10.659	4.577	18.308	80.000	OK
2	8	6.082	3.877	15.508	80.000	OK
1	4	2.205	2.205	8.819	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

- EBF Inverted Y

Tabel 6.14 Simpangan Antar Lantai Yang Terjadi Akibat Beban Gempa Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi Lantai	EX		EY	
	Zi	Simpangan		Simpangan	
	(m)	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
10	40	57.195	19.239	17.158	64.131
9	36	51.312	17.282	15.394	57.605
8	32	45.308	15.277	13.592	50.923

7	28	38.241	12.909	11.472	43.029
6	24	30.944	10.459	9.283	34.863
5	20	24.358	8.245	7.307	27.484
4	16	17.763	6.024	5.329	20.080
3	12	11.665	3.965	3.500	13.218
2	8	6.675	2.274	2.003	7.579
1	4	2.415	0.823	0.725	2.745
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabel 6.15 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah X Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai	EX				Ket.
	Zi	Simpangan arah x				
	(m)	Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	
10	40	57.195	5.883	23.532	80.000	OK
9	36	51.312	6.004	24.015	80.000	OK
8	32	45.308	7.067	28.268	80.000	OK
7	28	38.241	7.297	29.188	80.000	OK
6	24	30.944	6.586	26.346	80.000	OK
5	20	24.358	6.595	26.379	80.000	OK
4	16	17.763	6.098	24.392	80.000	OK
3	12	11.665	4.990	19.959	80.000	OK
2	8	6.675	4.260	17.040	80.000	OK
1	4	2.415	2.415	9.661	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.16 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EX Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EX Simpangan arah y Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	19.239	1.958	7.831	80.000	OK
9	36	17.282	2.005	8.019	80.000	OK
8	32	15.277	2.368	9.473	80.000	OK
7	28	12.909	2.450	9.799	80.000	OK
6	24	10.459	2.214	8.855	80.000	OK
5	20	8.245	2.221	8.884	80.000	OK
4	16	6.024	2.059	8.234	80.000	OK
3	12	3.965	1.692	6.767	80.000	OK
2	8	2.274	1.450	5.801	80.000	OK
1	4	0.823	0.823	3.294	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.17 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EY Simpangan arah x Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	17.158	1.765	7.060	80.000	OK
9	36	15.394	1.801	7.204	80.000	OK
8	32	13.592	2.120	8.480	80.000	OK
7	28	11.472	2.189	8.756	80.000	OK
6	24	9.283	1.976	7.904	80.000	OK
5	20	7.307	1.978	7.914	80.000	OK
4	16	5.329	1.829	7.317	80.000	OK
3	12	3.500	1.497	5.988	80.000	OK

2	8	2.003	1.278	5.112	80.000	OK
1	4	0.725	0.725	2.898	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

Tabel 6.18 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa arah EY Pada EBF Inverted Y

Lantai	Tinggi lantai Zi (m)	EY Simpangan arah y Δ (mm)	Δei (mm)	Δi (mm)	Δa (mm)	Ket.
10	40	64.131	6.526	26.104	80.000	OK
9	36	57.605	6.683	26.731	80.000	OK
8	32	50.923	7.894	31.576	80.000	OK
7	28	43.029	8.166	32.663	80.000	OK
6	24	34.863	7.379	29.516	80.000	OK
5	20	27.484	7.404	29.615	80.000	OK
4	16	20.080	6.862	27.448	80.000	OK
3	12	13.218	5.639	22.555	80.000	OK
2	8	7.579	4.834	19.338	80.000	OK
1	4	2.745	2.745	10.979	80.000	OK
Dasar	0	0.000	0.000	0.000	80.000	OK

6.4 Kombinasi Pembebanan

Pada pemodelan dilakukan kombinasi sebagai berikut :

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 1,0E + L
- 0,9D + 1,0E
- 1,2D + γL L + Ω_0 E_h
- 0,9D - + Ω_0 E_h

Untuk simulasi pembeban gempa dilakukan dalam dalam 2 arah. Pada arah utama pembebanan gempa dianggap efektif dengan nilai sebesar 100%, sedangkan pada arah tegak lurus arah utama pembebanan gempa diberikan sebesar 30%.

6.5 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted V

6.5.1 Kontrol Link

Frame 534 lantai 2 (XZ plane, Y=24000)

- Data profil :

d	: 606 mm	Ag	: 152,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 90400 cm^4
b	: 201 mm	Iy	: 2720 cm^4
tw	: 12 mm	Zx	: 3317 cm^3
tf	: 20 mm	Sx	: 2980 cm^3
r	: 22 mm		

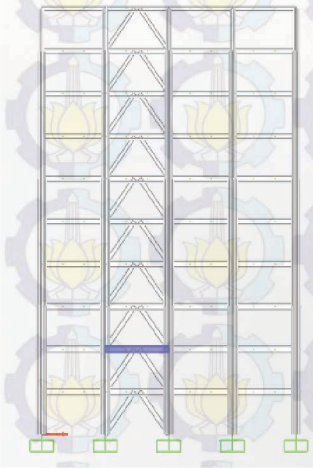
- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi *1,2 DL + 0,5LL + EX*

M_u : -17011999,1 kg.mm = -1701199,91 kg.cm

V_u : 5752,06 kg

N_u : -39,90 kg



Gambar 6. 4 Link EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y= 24000)

- Cek kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{201}{2 .20} = 5{,}025$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43{,}5$

dengan nilai N_u = -39,90 kg

$N_y = A_g . f_y = 152{,}5 . 2500 = 381250$ kg

$\frac{N_u}{\phi_b N_y} = \frac{39{,}90}{0{,}85 .381250} = 0{,}000123$

Bila $\frac{N_u}{\phi_b N_y} \leq 0.125$

$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}}\left[1 - 1.54\frac{N_u}{\phi_b N_y}\right] = \frac{1365}{\sqrt{250}}\left[1 - 1.54\frac{39{,}90}{0{,}85 .381250}\right]$

$= 86{,}313$

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Kapasitas penampang

Kapasitas lentur

$M_n = M_p = Z_x . f_y$

$= 3317 . 2500$

$= 8292500$ kg.cm

$\emptyset . M_n = 0{,}9 . 8292500 = 7463250$ kg.cm

$\emptyset . M_n \geq M_u$

7463250 kg.cm $\geq$ 1701199,91 kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{\emptyset . M_n} = \frac{1701199{,}91}{7463250} = 0{,}228$

Kapasitas geser

$V_n = min\ (V_p, 2\ \frac{M_p}{e})$

V_p = $0,6\ F_y\ (d-t_f)\ t_w$
= 0,6 . 2500 . (60,6 – 2) . 1,2
= 105480 kg

Link geser memiliki $e < 1.6\ \frac{M_p}{V_p} = 1,6\ .\ \frac{8292500}{104400} = 127,088$ cm

Diambil panjang link , e = 50 cm

$2\ \frac{M_p}{e} = 2\ .\ \frac{8292500}{50} = 331700$ kg

Maka

V_n = min (105480, 331700) = 104400 kg

$\emptyset . V_n$ = 0,9 . 105480 = 94932 kg

$\emptyset . V_n \geq V_u$

94932 kg ≥ 57522,06 kg (OK)

Rasio $\frac{V_u}{\emptyset\ .V_n} = \frac{57522,06}{94932} = 0,606$

- Sudut rotasi link

Δe = 4,372 mm

e = 50 cm < $1.6\ \frac{M_p}{V_p}$

maka γ_{maks} = 0,08 radian

$\Delta_m = Cd\ .\ \Delta e = 4\ .\ 4,372$ mm = 17,488 mm

$\gamma_p = \frac{L\ .\Delta_m}{e\ .h} = \left(\frac{6000}{500}\right)\ .\ \left(\frac{17,488}{4000}\right) = 0,0525$ radian

$\gamma_p < \gamma_{\ maks}$ (OK)

- Pengaku link

Pengaku ujung link-bracing

a) Lebar total pengaku

$b_1 + b_2 > (b_f - 2t_w)$ = 201 – 2 . 12 = 177 mm

digunakan $b_1 + b_2$ = 178 mm

b) Ketebalan pengaku

t > nilai terbesar dari ($0.75\ t_w$ atau 10 mm)

$0,75\ t_w$ = 0,75 . 12 = 9 mm

t > nilai terbesar dari (9 mm atau 10 mm)

t = 10 mm

c) Ketinggian pengaku

$h = d - 2t_f$

$h = 606 - 2 \cdot 20 = 566$ mm

Pengaku antara

a) Jarak antar pengaku

Untuk link $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$

Spasi pengaku interpolasi dari :

Untuk sudut rotasi link 0.08 rad :

$\leq \left(30t_w - \frac{d}{5}\right) = 30 \cdot 12 - \frac{606}{5} = 238{,}8$ mm

dan untuk sudut rotasi link ≤ 0.02 rad :

$\leq \left(52t_w - \frac{d}{5}\right) = 52 \cdot 12 - \frac{606}{5} = 502{,}8$ mm

Sudut rotasi link = 0,0525

$S = 238{,}8 + \left(\left(\frac{0{,}0525 - 0{,}08}{0{,}02 - 0{,}08}\right) \cdot (502{,}8 - 238{,}8)\right) = 359{,}8$ mm

$S \leq 359{,}8\ mm$

Digunakan S = 250 mm, sehingga jumlah yang digunakan 3 buah.

b) Ketinggian pengaku

$h = d - 2t_f$

$h = 606 - 2 \cdot 20 = 566$ mm (pada kedua sisi)

c) Lebar pengaku (1 sisi)

$b_1 \geq \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{202}{2} - 12 = 89$ mm

digunakan lebar $b_1 = 89$ mm

d) Ketebalan pengaku

$t >$ nilai terbesar dari ($0.75\ t_w$ atau 10 mm)

$0{,}75\ t_w = 0{,}75 \cdot 12 = 9$ mm

$t >$ nilai terbesar dari (9 mm atau 10 mm)

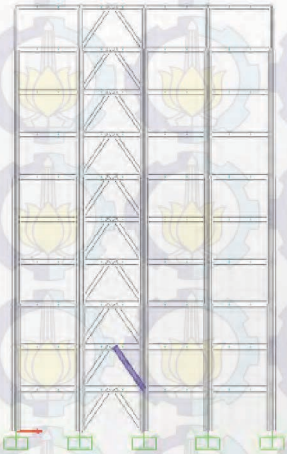
$t = 10$ mm

6.5.2 Kontrol Bracing

Frame 1018 lantai 2 (XZ plane, Y = 24000)

- Data profil :

d	= 440 mm	Ix	= 56100 cm^4
bf	= 300 mm	Iy	= 8110 cm^4
tw	= 11 mm	ix	= 18,9 cm
tf	= 18 mm	iy	= 7,18 cm
Ag	= 157,4 cm^2	Sx	= 2550 cm^3
r	= 24 mm	Sy	= 541 cm^3
h	= 356 mm	Zx	= 2728 cm^3
fy	= 250 Mpa	Zy	= 822 cm^3



Gambar 6. 5 Bracing EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000)

- Gaya dalam yang bekerja :

Gaya dalam yang bekerja pada bracing harus memperhitungkan nilai overstrength dengan Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.

Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*

Nu = - 157980,91 kg (tekan)
Nu = 148814,14 kg (tarik)

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{2 .18} = 8,33$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{440-2.(18+24)}{11} = 32,36$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen tekan

Angka kelangsingan penampang

$k_{cx} = k_{cy} = 1$

Terhadap sumbu x

$L_{kx} = L.1$
$= 4854,12$ mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$
$= \frac{4854,12}{189}$
$= 25,68$

Terhadap sumbu y

$L_{ky} = L.1$
$= 4854,12$ mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$
$= \frac{4854,12}{71,8}$
$= 67,6$

$\lambda = maks(\lambda_x , \lambda_y)$
$= \lambda_x = 67,6$

$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi} . 67,6 . \sqrt{\frac{250}{200000}}$

$= 0,76$

$0.25 < \lambda_c < 1,2$

$\omega_y = \frac{1,43}{1,6-0,67\ \lambda_{cy}}$

$= \frac{1,43}{1,6-0,67\ .0,76}$

$= 1,31$

$N_{ny} = A_g \frac{f_y}{\omega_y}$

$= 157,4 . \frac{2500}{1,31}$

$= 300160,7$ kg

$\emptyset N_n = 0,85\ N_n = 0,85 . 300160,7 = 255136,59$ kg

$\emptyset N_n > N_u$

255136,59 kg > 157980,91 kg (OK)

rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{157980,91}{255136,59} = 0,619$

- Analisa komponen tarik

$N_n = A_g . f_y = 157,4 . 2500 = 393500$ kg

$\emptyset_c N_n = 0,9 \times 393500 = 354150$ kg

$\emptyset_c N_n > N_u$

354150 kg > 148794,93kg (OK)

rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{148814,14}{354150} = 0,420$

6.5.3 Kontrol Balok Diluar Link

Frame 534 lantai 2 (XZ plane, Y=24000)

- Data profil :

d	: 606 mm	Ag	: 152,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 90400 cm^4
b	: 201 mm	Iy	: 2720 cm^4
tw	: 12 mm	Zx	: 3317 cm^3
tf	: 20 mm	Sx	: 2980 cm^3
r	: 22 mm		

- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi :

Gaya dalam yang bekerja pada balok diluar link harus memperhitungkan nilai overstrength Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.

Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*

M_u : -31320423,8 kg.mm = -3132042,38 kg.cm

V_u : -14960,41 kg

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{201}{2 .20} = 5{,}025$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43{,}5$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen lentur

$L_b = 0$

(dengan asumsi balok diluar link diberikan shear connector sepanjang bentang diluar link.)

L_p = 210 mm

L_r = 642 mm

$L_b < L_p$

Maka

$M_n = M_p = Z_x . f_y = 3317 . 2500 = 8292500$ kg.cm

$Ø . M_n$ = 0,9 . 8292500 = 7463250 kg.cm

$Ø . M_n > M_u$

7463250 kg.cm > 3132042,38 kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{\emptyset M_n}$ $= \frac{3132042,38}{7463250}$ = 0,420

- Analisa komponen geser

$$\frac{h}{t_W} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

Dimana

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{2750}{522}\right)^2} = 5,18$$

$$\frac{522}{12} \leq 1.10\sqrt{\frac{5,18 .200000}{250}}$$

43,5 $\leq$ 70,81

Maka penampang plastis, dimana :

V_n $= 0,6 . f_y . A_w$

$= 0,6 . 2500 . (60,6 . 1,2)$

$=109080$ kg

$\emptyset V_n$ $= 0,9 . 109080 = 98172$ kg

$\emptyset V_n > V_u$

98172 kg > 14960,41 kg (OK)

rasio $\frac{V_u}{\emptyset V_n}$ $= \frac{14960,41}{98172}$ = 0,152

- Kontrol interaksi geser lentur

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

$0,420 + 0,625 .0,152 \leq 1,375$

0,515 $\leq$ 1,375 (OK)

6.5.4 Kontrol Kolom

Frame 459 lantai 1 (XZ plane, Y = 24000)

- Data profil :

h	: 800 mm	r	: 28 mm
b	: 300 mm	i_x	: 23,83 cm
tw	: 14 mm	i_y	: 24,27 cm
tf	: 26 mm	A_g	: 534,8 cm^2

I_x	: 303700 cm^4	Z_x	: 7592,5 cm^3
I_y	: 315027 cm^4	Z_y	: 7740,2 cm^3

- Gaya dalam yang bekerja :

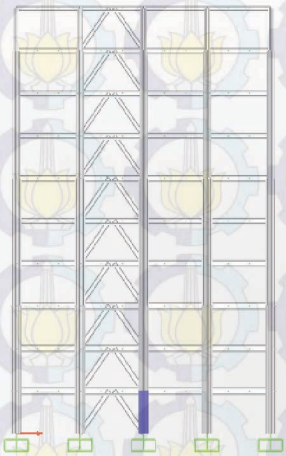
Kombinasi :

Akibat beban gravitasi : *1,2 DL + 0,5LL + Ω EX*

N_u = - 623489,50 kg

M_{ux} = - 49602903 kg.mm = - 4960290,3 kg.cm

M_{uy} = -15414547,3 kg.mm = -1541454,73 kg.cm



Gambar 6. 6 Kolom EBF Inverted V Yang Ditinjau (XZ Plane Y = 24000)

- Analisa komponen tekan

<u>Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan balok</u>

a) Arah X

Join atas (lantai 1) arah x bangunan

Kolom		I_{c2}	= I_{xc} = 303700 cm^4
L_{c1}	= 4000 mm (atas)	Balok	
L_{c2}	= 4000 mm (bawah)	L_{b1}	= 6000 mm (kanan)
I_{c1}	= I_{xc} = 303700 cm^4	L_{b2}	= 6000 mm (kanan)

I_{b1} = I_{xb} = 90400 cm^4 I_{b2} = I_{xb} = 90400 cm^4

$$G_{Ax} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{303700}{400}+\frac{303700}{400}}{\frac{90400}{600}+\frac{90400}{600}} = 5{,}039$$

Join bawah (dasar) arah x bangunan.

G_{Bx} = 1 (perletakan jepit)

b) Arah Y

Join atas (lantai 1) arah y bangunan

Kolom		Balok	
L_{c1}	= 4000 mm (atas)	L_{b1}	= 6000 mm (kanan)
L_{c2}	= 4000 mm (bawah)	L_{b2}	= -
I_{c1}	= I_{yc} = 315027 cm^4	I_{b1}	= I_{xb} = 90400 cm^4
I_{c2}	= I_{yc} = 315027 cm^4	I_{b2}	= -

$$G_{Ay} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{315027}{400}+\frac{315027}{400}}{\frac{90400}{600}} = 10{,}454$$

Join bawah (dasar) arah y bangunan

G_{By} = 1 (perletakan jepit)

<u>Analisa struktur tak bergoyang</u>

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 0,84

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 0,86

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 0,84

= 3360 mm

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{3360}{238{,}3} = 14{,}10$$

Terhadap sumbu y

L_{ky} = 4000 . 0,86
= 3440 mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$
$= \frac{3440}{242,7}$
= 14,17

λ = *maks* (λ_x , λ_y) =λ_x =14,17

$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$
$= \frac{1}{\pi}.14,17.\sqrt{\frac{250}{200000}}$
= 0,16

$\lambda_x < 0,25$

ω_x = 1

$N_{nbx} = A_g \frac{f_y}{\omega_x}$
$= 534,8 . \frac{2500}{1}$
= 1337000 kg

maka

N_{nb} = 1337000 kg

<u>Analisa struktur bergoyang</u>

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 1,68

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 1,9

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 1,68
= 6720 mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$

$= \frac{6720}{238,3}$

$= 28,20$

Terhadap sumbu y

L_{ky} = 4000 . 1,9

= 6800 mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$

$= \frac{6800}{242,7}$

$= 28,018$

$\lambda = \lambda_{maks} = \lambda_x = 28,20$

$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi} . 28,20 . \sqrt{\frac{250}{200000}}$

$= 0,317$

$0,25 < \lambda_x < 1,2$

$\omega_x = \frac{1,43}{1,6-0,67\ \lambda_{cx}}$

$= \frac{1,43}{1,6-0,67\ .0,317}$

$= 1,031$

$N_{nsx} = A_g \frac{f_y}{\omega_x}$

$= 534,8 . \frac{2500}{1,031}$

= 1297142,153 kg

N_{ns} = 1297142,153 kg

∴ Maka $N_n = min\ (N_{nb}, N_{ns})$ = 1297142,153 kg

Rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{623489,50}{0,85\ .1297142,153} = 0,565$

- Analisa komponen lentur

Kontrol tekuk lokal

<u>Sayap</u>

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{2 .26} = 5,77$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{(800-2.(26+28)}{14} = 49,4$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal. Sehingga $M_n = M_p$.

Kontrol tekuk lateral

L_b = 4000 m

$L_p = 1,76 . i_{min} . \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,76 . 238,3 . \sqrt{\frac{200000}{250}} = 11862$ mm

Maka didapat $M_n = M_p$.

$M_{nx} = Z_x . f_y$

$= 7593 . 2500$

$= 18982500$ kg.cm

$M_{ny} = Z_y . f_y$

$= 7741 . 2500$

$=19352500$ kg.cm

Rasio $\frac{M_{ux}}{ØM_{nx}} + \frac{M_{uy}}{ØM_{ny}} = \frac{4960290,3}{0,9 .18982500} + \frac{1541454,73}{0,9 .19352500} = 0,379$

- Analisa interaksi

Rasio $\frac{N_u}{ØN_n} = 0,640 \geq 0,2$

Maka dipakai perumusan interaksi 1

$\frac{N_u}{Ø_n N_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{Ø_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{Ø_b M_{ny}}\right) \leq 1.0$

$0,565 + \frac{8}{9}(0,379) \leq 1.0$

$0,902 \leq 1.0$ (OK)

6.6 Kontrol Struktur Utama EBF Inverted Y

6.6.1 Kontrol Link

Frame 1009 lantai 2 (XZ plane, Y=0)

- Data profil :

d	: 612 mm	Ag	: 166,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 103000 cm^4
b	: 202 mm	Iy	: 3180 cm^4
tw	: 13 mm	Zx	: 3778 cm^3
tf	: 23 mm	Sx	: 3380 cm^3
r	: 22 mm		

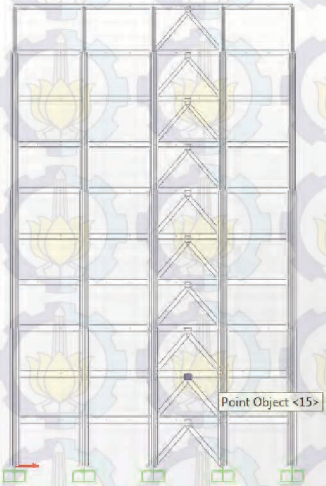
- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi *1,2 DL + 0,5LL + EX*

M_u : 41270442,66 kg.mm = 4127044,266 kg.cm

V_u : 82523,30 kg

N_u : -6484,95 kg



Gambar 6. 7 Link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0)

- Cek kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{202}{2\ .\ 23} = 4{,}36$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{13} = 37{,}29$

N_u = - 6462,97 kg

$N_y = A_g\ .\ f_y = 166{,}5\ .\ 2500 = 416250$ kg

$\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} = \frac{6484{,}95}{0{,}85\ .\ 416250} = 0{,}0183$

Bila $\frac{N_u}{\emptyset_b N_y} \leq 0{,}125$

$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}}\left[1 - 1{,}54\frac{N_u}{\emptyset_b N_y}\right] = \frac{1365}{\sqrt{250}}\left[1 - 1{,}54\frac{6484{,}95}{0{,}85\ .\ 416250}\right]$

$= 83{,}90$

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Kapasitas penampang

Kapasitas lentur

$M_n = M_p = Z_x\ .\ f_y$

$= 3778\ .\ 2500$

$= 9445000$ kg.cm

$\emptyset\ .\ M_n = 0{,}9\ .\ 9445000 = 8500500$ kg.cm

$\emptyset\ .\ M_n \geq M_u$

8500500 kg.cm $\geq$ 4127044,266 kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{\emptyset\ .M_n} = \frac{4127044{,}266}{8500500} = 0{,}485$

Kapasitas geser

$V_n = min\ (V_p,\ 2\ \frac{M_p}{e})$

$V_p = 0{,}6\ F_y\ (d\text{-}t_f)\ t_w$

$= 0{,}6\ .\ 2500\ .\ (61{,}2 - 2{,}3)\ .\ 1{,}3$

= 114855 kg

Link geser memiliki $e_s < 0{,}8\ (1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$

Dimana $\alpha = \frac{M_{\min\ end}}{M_{maks\ end}}$

e = 0,8 $(1 + \frac{0.00000004602}{4127044{,}266})\frac{9445000}{114855}$ = 65,78 cm

Diambil panjang link , e = 50 cm

$2\ \frac{M_p}{e} = 2\ .\frac{9445000}{50}$ = 377800 kg

Maka

V_n = min (114855, 377800) = 114855 kg

$Ø.V_n$ = 0,9 . 114855 = 103369,5 kg

$Ø.V_n \geq V_u$

103369,5 kg ≥ 82523,30 kg (OK)

Rasio $\frac{V_u}{Ø\ .V_n} = \frac{82523{,}30}{103369{,}5}$ = 0,798

- Sudut rotasi link

Δe = 6,57557 – 4,95094 mm = 1,62463 mm

e = 50 cm $< 0{,}8\ (1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$

maka γ_{maks} = 0,08 radian

$\Delta_m = Cd\ .\ \Delta e$ = 4 . 1,62463 mm = 6,49852 mm

$\gamma_p = \frac{\Delta_m}{e} = \left(\frac{6{,}499852}{500}\right)$ = 0,012997 radian

$\gamma_p < \gamma_{\ maks}$ (OK)

- Pengaku link

Pengaku antara

a) Jarak antar pengaku

Untuk link $e < 0{,}8\ (1+\alpha)\frac{M_p}{V_p}$

Untuk sudut rotasi link ≤ 0.02 rad :

$\leq \left(52t_w - \frac{d}{5}\right)$ = 52 . 13 - $\frac{612}{5}$ = 553,6 mm

Sudut rotasi link = 0,013335 radian

Digunakan S = 500 mm, sehingga jumlah yang digunakan 2 buah.

b) Ketinggian pengaku
$h = d - 2t_f$
h = 612 – 2 . 23 = 566 mm (pada kedua sisi)

c) Lebar pengaku (1 sisi)
$b_1 \geq \frac{b_f}{2} - t_w = \frac{202}{2} - 13 = 88$ mm
digunakan lebar b_1 = 88 mm
d) Ketebalan pengaku
$t >$ nilai terbesar dari ($0{,}75\ t_w$ atau 10 mm)
$0{,}75\ t_w$ = 0,75 . 13 = 9,75 mm
$t >$ nilai terbesar dari (9,75 mm atau 10 mm)
t = 10 mm

6.6.2 Kontrol Bracing

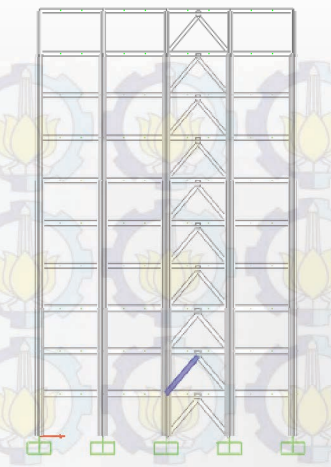
Frame 1076 lantai 2 (XZ plane, Y = 0)

- Data profil :

d	= 440 mm	Ix	= 56100 cm^4
bf	= 300 mm	Iy	= 8110 cm^4
tw	= 11 mm	ix	= 18,9 cm
tf	= 18 mm	iy	= 7,18 cm
Ag	= 157,4 cm^2	Sx	= 2550 cm^3
r	= 24 mm	Sy	= 541 cm^3
h	= 356 mm	Zx	= 2728 cm^3
fy	= 250 Mpa	Zy	= 822 cm^3

- Gaya dalam yang bekerja :

Gaya dalam yang bekerja pada bracing harus memperhitungkan nilai overstrength dengan Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.
Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*
Nu = -131608,47 kg (tekan)
Nu = 122565,40 kg (tarik)



Gambar 6. 8 Bracing EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y = 0)

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{2 .18} = 8{,}33$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{356}{11} = 32{,}36$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen tekan

Angka kelangsingan penampang

$k_{cx} = k_{cy} = 1$

Terhadap sumbu x

L_{kx} = $L.1$
= 4609,77 mm

λ_x = $\frac{L_{kx}}{i_x}$
= $\frac{4609,77}{189}$
= 24,39

λ = $maks(\lambda_x , \lambda_y)$
= λ_x = 64,2

λ_c = $\frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$
= $\frac{1}{\pi}$. 64,2 . $\sqrt{\frac{250}{200000}}$
= 0,72

$0.25 < \lambda_c < 1,2$

ω_y = $\frac{1,43}{1,6-0,67\ \lambda_{cy}}$
= $\frac{1,43}{1,6-0,67\ .0,72}$
= 1,28

N_{ny} = $A_g \frac{f_y}{\omega_y}$
= 157,4 . $\frac{2500}{1,28}$
= 307535,38 kg

$ØN_n$ = $0,85\ N_n$ = 0,85 . 307535,38 = 261405 kg

$ØN_n$ > N_u

261405 kg > 131608,47 kg (OK)

rasio $\frac{N_u}{ØN_n}$ = $\frac{131608,47}{261405}$ = 0,503

Terhadap sumbu y

L_{ky} = $L.1$
= 4609,77 mm

λ_y = $\frac{L_{ky}}{i_y}$
= $\frac{4609,77}{71,8}$
= 64,20

- Analisa komponen tarik

N_n = $A_g . f_y$ = 157,4 . 2500 = 393500 kg

$Ø_c N_n$ = 0,9 × 393500 = 354150 kg

$Ø_c N_n$ > N_u

354150 kg > 122565,40 kg (OK)

rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n}$ $= \frac{122565,40}{354150} = 0,346$

6.6.3 Kontrol Balok Diluar Link

Frame 85 lantai 2 (XZ plane, Y = 0)

- Data profil :

d	: 606 mm	Ag	: 152,5 cm^2
h	: 522 mm	Ix	: 90400 cm^4
b	: 201 mm	Iy	: 2720 cm^4
tw	: 12 mm	Zx	: 3317 cm^3
tf	: 20 mm	Sx	: 2980 cm^3
r	: 22 mm		

Gambar 6. 9 Balok diluar link EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y =0)

- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi :

Gaya dalam yang bekerja pada balok diluar link harus memperhitungkan nilai overstrength Ω = 2 sesuai dengan nilai kuat cadang pada SNI 03-1726-2012.

Kombinasi : *1,2 DL + 0,5LL + 2 EX*

M_u : - 43883894 kg.mm = - 4388389,4 kg.cm
V_u : -23199,18 kg

- Kelangsingan penampang

Sayap

$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{201}{2 .20} = 5{,}025$

$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8{,}538$

$\lambda_f < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43{,}5$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$ (penampang kompak)

Sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal.

- Analisa komponen lentur

$L_b = 0$

(dengan asumsi balok yang terhubung dengan link diberikan shear connector sepanjang bentang.)

L_p = 210 mm
L_r = 642 mm
$L_b < L_p$

Maka

$M_n = M_p = Z_x . f_y = 3317 . 2500 = 8292500$ kg.cm

$Ø . M_n = 0{,}9 . 8292500 = 7463250$ kg.cm

$Ø . M_n > M_u$

7463250 kg.cm > 4388389,4kg.cm (OK)

Rasio $\frac{M_u}{ØM_n} = \frac{4388389{,}4}{7463250} = 0{,}588$

- Analisa komponen geser

$\frac{h}{t_W} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$

Dimana

$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{3000}{522}\right)^2} = 5{,}15$

$\frac{522}{12} \leq 1.10\sqrt{\frac{5{,}15 \,.200000}{250}}$

$43{,}5 \leq 70{,}61$

Maka penampang plastis, dimana :

V_n $= 0{,}6 \,.\, f_y \,.\, A_w$

$= 0{,}6 \,.\, 2500 \,.\, (60{,}6 \,.\, 1{,}2)$

$=109080$ kg

$\emptyset V_n$ $= 0{,}9 \,.\, 109080 = 98172$ kg

$\emptyset V_n > V_u$

98172 kg $> 23199{,}18$ kg (OK)

rasio $\frac{V_u}{\emptyset V_n} = \frac{23199{,}18}{98172} = 0{,}236$

- Kontrol interaksi geser lentur

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

$0{,}588 + 0{,}625 \,.\, 0{,}236 \leq 1{,}375$

$0{,}7355 \leq 1{,}375$ (OK)

6.6.4 Kontrol Kolom

Frame 9 lantai 1 (XZ plane, Y = 0)

- Data profil :

h	: 800 mm	i_y	: 24,27 cm
b	: 300 mm	A_g	: 534,8 cm^2
tw	: 14 mm	I_x	: 303700 cm^4
tf	: 26 mm	I_y	: 315027 cm^4
r	: 28 mm	Z_x	: 7592,5 cm^3
i_x	: 23,83 cm	Z_y	: 7740,2 cm^3

- Gaya dalam yang bekerja :

Kombinasi :

Akibat beban gravitasi : *1,2 DL + 0,5LL + Ω EX*

N_u = -628710,98 kg

M_{ux} = 55815168,87 kg.mm = 5581516,887 kg.cm
M_{uy} = 18628288,52 kg.mm = 1862828,852 kg.cm

Gambar 6. 10 Kolom EBF Inverted Y yang Ditinjau (XZ Plane Y=0)

- Analisa komponen tekan

Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan balok

a) Arah X

Join atas (lantai 1) arah x bangunan

Kolom

L_{c1} = 4000 mm (atas)
L_{c2} = 4000 mm (bawah)
I_{c1} = I_{xc} = 303700 cm^4
I_{c2} = I_{xc} = 303700 cm^4

Balok

L_{b1} = 6000 mm (kanan)
L_{b2} = 6000 mm (kiri)
I_{b1} = I_{xb} = 90400 cm^4
I_{b2} = I_{xb} = 90400 cm^4

$G_{Ax} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{303700}{400} + \frac{303700}{400}}{\frac{90400}{600} + \frac{90400}{600}} = 5{,}039$

Join bawah (dasar) arah x bangunan.

G_{Bx} = 1 (perletakan jepit)

b) Arah Y

Join atas (lantai 1) arah y bangunan

Kolom		Balok	
L_{c1}	= 4000 mm (atas)	L_{b1}	= 6000 mm (kanan)
L_{c2}	= 4000 mm (bawah)	L_{b2}	= -
I_{c1}	= I_{yc} = 315027 cm^4	I_{b1}	= I_{xb} = 90400 cm^4
I_{c2}	= I_{yc} = 315027 cm^4	I_{b2}	= -

$G_{Ay} = \frac{\Sigma\left(\frac{I_c}{L_c}\right)}{\Sigma\left(\frac{I_b}{L_b}\right)} = \frac{\frac{315027}{400} + \frac{315027}{400}}{\frac{90400}{600}} = 10{,}454$

Join bawah (dasar) arah y bangunan

G_{By} = 1 (perletakan jepit

<u>Analisa struktur tak bergoyang</u>

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 0,84

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 0,86

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 0,84

= 3360 mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$

$= \frac{3360}{238{,}3}$

= 14,10

Terhadap sumbu y

L_{ky} = 4000 . 0,84

= 3440 mm

$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y}$

$= \frac{3440}{242,7}$

= 14,17

$\lambda = maks\ (\lambda_x, \lambda_y) = \lambda_x = 14,17$

$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\lambda\sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi}.14,17.\sqrt{\frac{250}{200000}}$

= 0,165

$\lambda_x < 0,25$

$\omega_x = 1$

$N_{nbx} = A_g \frac{f_y}{\omega_x}$

$= 534,8 . \frac{2500}{1}$

= 1337000 kg

maka

N_{nb} = 1337000 kg

Analisa struktur bergoyang

G_{Ax} = 5,039

G_{Bx} = 1

Dari nomogram a maka k_{cx} = 1,68

G_{Ay} = 10,454

G_{By} = 1

Dari nomogram a maka k_{cy} = 1,9

Terhadap sumbu x

L_{kx} = 4000 . 1,68

= 6720 mm

$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x}$

$= \frac{6720}{238,3}$

$= 28,20$

Terhadap sumbu y

L_{ky} $= 4000 \,.\, 1,9$

$= 6800$ mm

λ_y $= \frac{L_{ky}}{i_y}$

$= \frac{6800}{242,7}$

$= 28,018$

λ $= \lambda_{maks} = \lambda_x = 28,20$

λ_c $= \frac{1}{\pi} \lambda \sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$= \frac{1}{\pi} . 28,20 . \sqrt{\frac{250}{200000}}$

$= 0,317$

$0,25 < \lambda_x < 1,2$

ω_x $= \frac{1,43}{1,6 - 0,67\ \lambda_{cx}}$

$= \frac{1,43}{1,6 - 0,67\ .0,317}$

$= 1,031$

N_{nsx} $= A_g \frac{f_y}{\omega_x}$

$= 534,8 . \frac{2500}{1,031}$

$= 1297142,153$ kg

N_{ns} $= 1297142,153$ kg

$\therefore$ Maka $N_n = min\ (N_{nb}, N_{ns})$ $= 1297142,153$ kg

Rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = \frac{628710,98}{0,85\ .1297142,153}$ $= 0,570$

- Analisa komponen lentur

Kontrol tekuk lokal

<u>Sayap</u>

λ_f $= \frac{b}{2t_f}$ $= \frac{300}{2\ .26}$ $= 5,77$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}75$

$\lambda_f < \lambda_p$

Badan

$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{(800-2.(26+28)}{14} = 49{,}4$

$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106{,}25$

$\lambda_w < \lambda_p$

Maka profil merupakan penampang kompak, sehingga penampang tidak mengalami tekuk lokal. Sehingga $M_n = M_p$.

Kontrol tekuk lateral

L_b = 4000 m

$L_p = 1{,}76 \,.\, i_{min} \,.\, \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1{,}76 \,.\, 238{,}3 \,.\, \sqrt{\frac{200000}{250}} = 11862$ mm

Maka didapat $M_n = M_p$.

$M_{nx} = Z_x \,.\, f_y$

$= 7593 \,.\, 2500$

$= 18982500$ kg.cm

$M_{ny} = Z_y \,.\, f_y$

$= 7741 \,.\, 2500$

$= 19352500$ kg.cm

Rasio $\frac{M_{ux}}{\emptyset M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset M_{ny}} = \frac{5581516{,}887}{0{,}9 \,.\, 18982500} + \frac{1862828{,}852}{0{,}9 \,.\, 19352500} = 0{,}434$

- Analisa interaksi

Rasio $\frac{N_u}{\emptyset N_n} = 0{,}570$

Maka dipakai perumusan interaksi 1

$\frac{N_u}{\emptyset_n \, N_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\emptyset_b \, M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b \, M_{ny}}\right) \leq 1.0$

$0{,}570 + \frac{8}{9}\,(0{,}434) \leq 1.0$

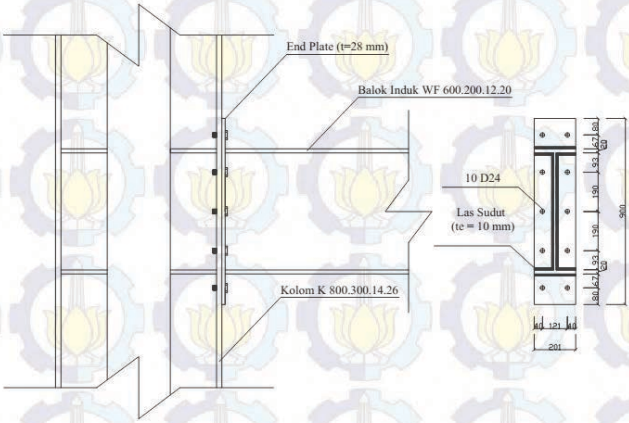
$0{,}955 \leq 1.0$ (OK)

"Halaman Ini Sengaja dikosongkan"

BAB VII
PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior

7.1.1 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior pada EBF Inverted V



Gambar 7. 1 Sambungan balok-kolom eksterior EBF Inverted V

Sambungan direncanakan menggunakan end-plate.
Frame 79, XZ Plane pada Y=0 lantai 3, dengan kombinasi 1,2DL+0,5LL+2EX.
Gaya dalam dari hasil output SAP sesuai lampiran:
Mu = -4948360,7 kg.cm
Vu = -18584,95 kg

a) Perencanaan Sambungan Las

Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

   $\emptyset f_n = 0,75 \,.\, 0,6 \,.\, F_{E70xx}$

$= 0{,}75 \cdot 0{,}6 \cdot 70 \cdot 70{,}3$
$= 2214{,}45 \text{ kg/cm}^2$

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang
Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur

- Tegangan akibat Beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

$A = 2(t_{e\,badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\,sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\,sayap} \cdot b_2)$
$= 2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 201) + 4(10 \cdot 84{,}5)$
$= 18720 \text{ mm}^2 \quad = 187{,}2 \text{ cm}^2$

Maka

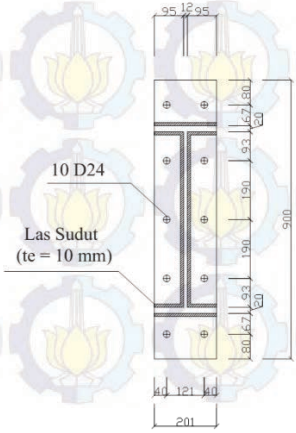
$f_v = \frac{18584{,}95}{187{,}2}$
$= 99{,}28 \text{ kg/cm}^2$

- Tegangan akibat Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y\ max}$



Gambar 7. 2 Detail Las Endplate 1

I_x $= 2\left(\frac{1}{12} . t_{ebadan} . {d_1}^3\right) +$

$2 \left(\frac{1}{12} . b_1 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_1 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$+$

$4 \left(\frac{1}{12} . b_2 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_2 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$= 2\left(\frac{1}{12} .10. 566^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12} . 201. 10^3\ 201.10. \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) \quad +$

$4\left(\frac{1}{12} . 84{,}5. 10^3 + 84{,}5.10. \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$

$= 1004257760\ mm^4 \quad = 100425{,}7760\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$= 3314{,}38\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4948360{,}7}{3314{,}38}$

$= 1493\ kg/cm^2$

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(99{,}28)^2 + (1493)^2}$

$= 1496{,}30\ kg/cm^2$

3. Perencanaan tebal las efektif

Tebal efektif akibat tegangan total :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} . 1\ cm = \frac{1496{,}30}{2214{,}45} . 1\ cm = 0{,}677\ cm$

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}677}{0{,}707} = 0{,}958\ cm$ (dipakai 10 mm)

Hasil perhitungan tebal las efektif diatas harus mempertimbangkan batasan tebal las dengan nilai sebagai berikut:

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_w$

$= 0{,}707 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 12$

$= 7{,}068$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max} = 1{,}41 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_f$

$= 1{,}41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 20$

$= 23{,}50$ mm

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$

maka dipakai a = 10 mm.

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

   Tipe baut : Tumpu

   Diameter : 24 mm (A = 4,52cm^2)

   f_u^b : 5000 kg/cm^2

   r_1 : 0,5

   m : 1

   Tebal plat : 28 mm

   Kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

   Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

   Kuat nominal geser baut

   $V_d = \emptyset . r_1 . f_u^b . A_b . m$

   $= 0{,}75 \cdot 0{,}5 \cdot 5000 \cdot 4{,}52 \cdot 1$

   $= 8475$ kg

Kuat nominal tumpu baut

$R_d = Ø \,.2{,}4\,.\,d_b.\,t_p.\,f_u$

$= 0{,}75\,.\,2{,}4\,.\,2{,}4\,.\,2{,}6\,.\,4100$

$= 46051{,}2$ kg

$V_d < R_d$ maka dipakai $V_n = 8475$ kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{18584{,}95}{10}$

$= 1858{,}49$ kg

$V_u < V_n$

$1858{,}49$ kg < 8475 kg (OK)

Selain gaya geser pada baut, perlu dikonrol pula tegangan geser yang terjadi pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n\,.A_b} < Ø.r_1.f_u^b.m$

$= \frac{18584{,}95}{10.4{,}52} < 0{,}75\,.\,0{,}5\,.\,5000\,.\,1$

$= 411{,}17$ kg/cm^2 < 1875 kg/cm^2 (OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat rencana tarik baut diambil nilai terkecil dengan mempertimbangkan nilai kekuatan baut saat kondisi murni tarik dan akibat interaksi geser dan tarik.

Kuat nominal tarik baut kondisi murni tarik

$T_{d\,ulir} = Ø.0{,}75.f_u^b.A_b$

$= 0{,}75\,.\,0{,}75\,.\,5000\,.\,4{,}52$

$= 12712{,}5$ kg

Kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = Øf_t\,.A_b$

Dimana nilai f_t :

$f_t = 1{,}3\,f_u^{\,b} - 1{,}5\,.\,f_{uv} < f_u^{\,b}$

$= 1{,}3\,.\,5000 - 1{,}5\,.\,411{,}17 < 5000$ kg/cm^2

$= 5883{,}24$ kg/cm^2 > 5000 kg/cm^2

Maka dipakai f_t = 5000 kg/cm^2

$T_d = \emptyset f_t \,.\, A_b$

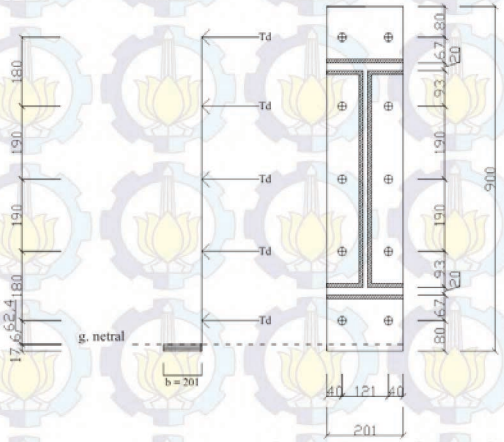
= 0,75 . 5000 . 4,52

= 16950 kg

$T_{d\,ulir} < T_d$

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 12712,5 kg

5. Kontrol momen



Gambar 7. 3 Detail Sambungan Baut Endplate 1

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

$$a = \frac{\sum T}{b \,.f_y}$$

$$= \frac{10 \,.12712,5}{20,1 \,.2500}$$

= 2,53 cm < S_1 = 8 cm (asumsi benar)

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$$\emptyset M_n = \frac{0,9 \,.f_{yp} \,.a^2.b}{2} + \sum T \,.\, d$$

$$= \frac{0,9 \,.2500 \,.2,53^2 \,.20,1}{2} +$$

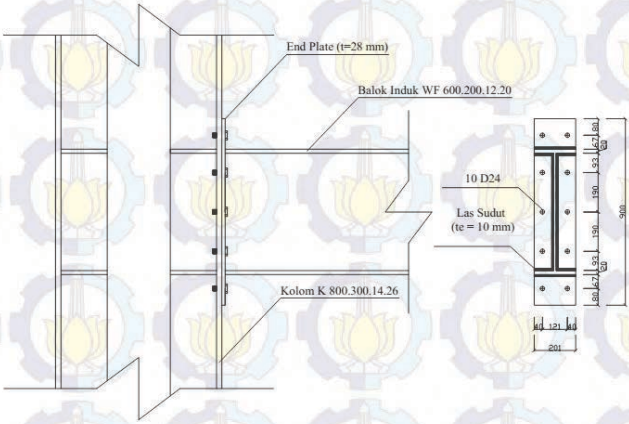
$$2.12712,5.(5,47 + 23,47 + 42,47 + 61,47 + 79,47)$$

= 5543739 kg.cm

$\emptyset M_n$ $> M_u$

5543739 kg.cm > 4948360,7 kg.cm (OK)

7.1.2 Sambungan Balok dan Kolom Eksterior pada EBF Inverted Y



Gambar 7. 4 Sambungan balok-kolom eksterior EBF Inverted Y

Sambungan direncanakan menggunakan end-plate.

Frame 532, XZ plane Y=0 lantai 3, dengan kombinasi 1,2DL+0,5LL+2EX.

Gaya dalam dari hasil output SAP sesuai lampiran:

Mu = -4582617 kg.cm

Vu = -9997,25 kg

a) Perencanaan sambungan Las

Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

$\emptyset f_n$ $= 0,75 \; . \; 0,6 \; . \; F_{E70xx}$

= 0,75 . 0,6 . 70 . 70,3

$= 2214{,}45 \text{ kg/cm}^2$

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang

Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur

- Tegangan akibat Beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

$A = 2(t_{e\,badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\,sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\,sayap} \cdot b_2)$

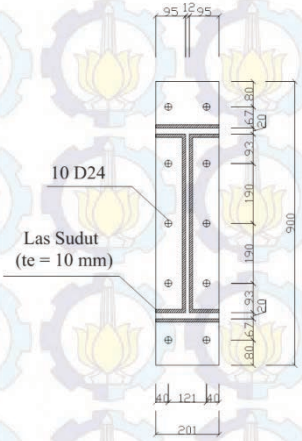
$= 2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 201) + 4(10 \cdot 84{,}5)$

$= 18720 \text{ mm}^2 = 187{,}2 \text{ cm}^2$

Maka

$f_v = \frac{9997{,}25}{187{,}2}$

$= 53{,}4 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 7. 5 Detail Las Endplate 2

- Tegangan akibat Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y\ max}$

I_x $= 2\left(\frac{1}{12} . t_{ebadan} . {d_1}^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12} . b_1 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_1 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right) +$

$4\left(\frac{1}{12} . b_2 . {t_{e\ sayap}}^3 + b_2 . t_{e\ sayap} . \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$= 2\left(\frac{1}{12} . 10 . 566^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12} . 201 . 10^3 + 201 . 10 . \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) +$

$4\left(\frac{1}{12} . 84{,}5 . 10^3 + 84{,}5 . 10 . \left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$

$= 1004257760\ mm^4 \quad = 100425{,}7760\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$= 3314{,}38\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4582617}{3314{,}38}$

$= 1382{,}65\ kg/cm^2$

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(53{,}4)^2 + (1382{,}65)^2}$

$= 1383{,}64\ kg/cm^2$

3. Perencanaan tebal las efektif

Tebal efektif akibat tegangan total:

$t_e = \frac{f total}{\emptyset f_n} = \frac{1383{,}64}{2214{,}45} . 1\ cm = 0{,}62\ cm$

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}62}{0{,}707} = 0{,}884\ cm$ (dipakai 9 mm)

Hasil perhitungan tebal las efektif diatas harus mempertimbangkan batasan tebal las dengan nilai sebagai berikut:

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max}$ $= 0{,}707 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_w$

$= 0{,}707 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 12$

$= 7{,}068$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max}$ $= 1{,}41 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_f$

$= 1{,}41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} .20$

$= 23{,}50$ mm

$a_{eff\text{-}max}$ $> a_{perlu}$

maka dipakai $a_{eff} = 9$ mm.

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

Tipe baut : Tumpu

Diameter : 24 mm ($A = 4{,}52 cm^2$)

f_u^b : 5000 kg/cm^2

r_1 : 0,5

m : 1

Tebal plat : 28 cm

Menggunakan tipe sambungan endpalte dan kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

Kuat nominal geser baut

$V_d = \emptyset . r_1 . f_u^b . A_b . m$

$= 0{,}75 \cdot 0{,}5 \cdot 5000 \cdot 4{,}52 \cdot 1$

$= 8475$ kg

Kuat nominal tumpu baut

R_d $= Ø \,.2{,}4\,.\,d_b.\,t_p.\,f_u$

$= 0{,}75\,.\,2{,}4\,.\,2{,}4\,.\,2{,}6\,.\,4100$

$= 46051{,}2$ kg

$V_d < R_d$ maka dipakai $V_n = 8475$ kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{9997{,}25}{10}$

$= 999{,}725$ kg

$V_u < V_d$

$999{,}725$ kg < 8475 kg (OK)

Selain itu perlu dikonrol tegangan geser pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n\,.A_b}$ $< Ø.r_1.f_u^b.m$

$= \frac{9997{,}25}{10\,.\,4{,}52}$ $< 0{,}75\,.\,0{,}5\,.\,5000\,.\,1$

$= 221{,}18$ kg/cm^2 < 1875 kg/cm^2 (OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat nominal tarik baut kondisi murni tarik

$T_{d\,ulir} = Ø.\,0{,}75.\,f_u^b.\,A_b$

$= 0{,}75\,.\,0{,}75\,.\,5000\,.\,4{,}52$

$= 12712{,}5$ kg

Kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = Ø f_t\,.A_b$

Dimana nilai f_t :

$f_t = 1{,}3\,f_u^b - 1{,}5\,.\,f_{uv}$ $< f_u^b$

$= 1{,}3\,.\,5000 - 1{,}5\,.\,221{,}18$ < 5000 kg/cm^2

$= 6168{,}23$ kg/cm^2 > 5000 kg/cm^2

Maka dipakai $f_t = 5000$ kg/cm^2

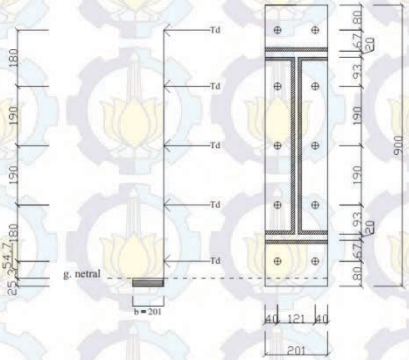
$T_d = Ø f_t\,.A_b$ $< T_{d\,ulir}$

$= 0{,}75\,.\,5000\,.4{,}52$ $< 12712{,}5$ kg

$= 16950$ kg $> 12712{,}5$ kg

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 12712,5 kg

5. Kontrol momen



Gambar 7. 6 Detail Sambungan Baut Endplate 2

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

$$a = \frac{\sum T}{b \,.f_y}$$

$$= \frac{10\,.\,12712{,}5}{20{,}1\,.2500}$$

= 2,53 cm $< S_1 = 8$ cm (asumsi benar)

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$$\emptyset M_n = \frac{0{,}9\,.f_{yp}\,.a^2.b}{2} + \sum T\,.\,d$$

$$= \frac{0{,}9\,.2500\,.2{,}53^2.20{,}1}{2} + 2.12712{,}5.(5{,}47 + 23{,}47 + 42{,}47 + 61{,}47 + 79{,}47)$$

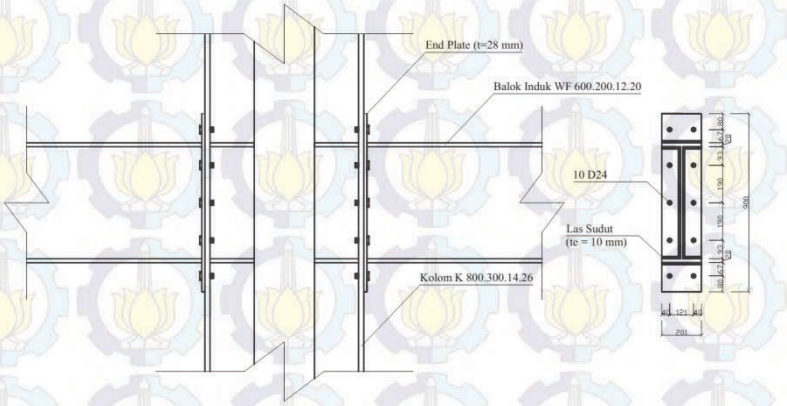
= 5543739 kg.cm

$\emptyset M_n > M_u$

5543739 kg.cm > 4582617 kg.cm (OK)

7.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior

7.2.1 Sambungan Balok dan Kolom Interior pada EBF Inverted V



Gambar 7. 7 Sambungan Balok-Kolom Interior EBF Inverted V

Sambungan direncanakan menggunakan tipe end-plate.
Frame 81, XZ Plane pada Y=0 lantai 3, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.
Gaya dalam dari hasil output SAP:
Mu = -4747504,3 kg.cm
Vu = -16877,23 kg

a) Perencanaan sambungan Las

Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

   Kuat nominal

   $\emptyset f_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx}$

   $= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3$

   $= 2214,45 \text{ kg/cm}^2$

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang
   Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur.

   - Tegangan akibat beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

A $= 2(t_{e\ badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\ sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\ sayap} \cdot b_2)$

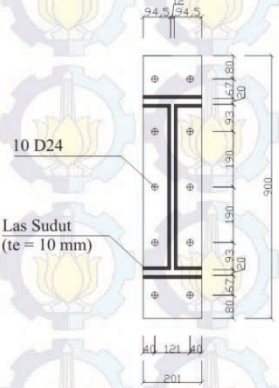
$= 2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 201) + 4(10 \cdot 84{,}5)$

$= 18720\ mm^2 \quad = 187{,}2\ cm^2$

Maka

$f_v = \frac{16877{,}23}{187{,}2}$

$= 90{,}16\ kg/cm^2$



Gambar 7. 8 Detail Las Endplate 3

   - Tegangan akibat Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y\ max}$

$I_x = 2\left(\frac{1}{12} \cdot t_{ebadan} \cdot {d_1}^3\right) +$

$$2\left(\frac{1}{12}.b_1.t_{e\ sayap}{}^3 + b_1.t_{e\ sayap}.\left(\frac{t_{e\ sayap}+d}{2}\right)^2\right)+$$

$$4\left(\frac{1}{12}.b_2.t_{e\ sayap}{}^3 + b_2.t_{e\ sayap}.\left(\frac{t_{e\ sayap}+d}{2}\right)^2\right)$$

$$= 2\left(\frac{1}{12}.10.566^3\right)+$$

$$2\left(\frac{1}{12}.201.10^3 + 201.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) +$$

$$4\left(\frac{1}{12}.84{,}5.10^3 + 84{,}5.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$$

$= 1004257760\ mm^4 \quad = 100425{,}7760\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$= 3314{,}38\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4747504{,}3}{3314{,}38}$

$= 1432{,}39\ kg/cm^2$

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(90{,}16)^2 + (1432{,}39)^2}$

$= 1435{,}23\ kg/cm^2$

3. Perencanaan Tebal Las Efektif

Tebal efektif akibat tegangan total ultimate :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} = \frac{1435{,}23}{2214{,}45}$. 1 cm = 0,648 cm

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}648}{0{,}707}$ = 0,918 cm (dipakai 10 mm)

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_w$

$= 0{,}707 . \frac{4100}{70 . 70{,}33} . 12$

$= 7{,}068$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max}$ $= 1{,}41 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_f$

$= 1{,}41 . \frac{4100}{70 . 70{,}33} .20$

$= 23{,}50$ mm

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$

maka dipakai a = 10 mm.

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

Tipe baut : Tumpu

Diameter : 24 mm (A = 4,52 cm^2)

f_u^b : 5000 kg/cm^2

r_1 : 0,5

m : 1

Tebal plat : 28 mm

Menggunakan sambungan endplate dan kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

Kuat nominal geser baut

$V_d = Ø . r_1 . f_u^b . A_b . m$

$= 0{,}75 . 0{,}5 . 5000 . 4{,}52 . 1$

$= 8475$ kg

Kuat nominal tumpu baut

$R_d = Ø . 2{,}4 . d_b . t_p . f_u$

$= 0{,}75 . 2{,}4 . 2{,}4 . 2{,}6 . 4100$

$= 46051{,}2$ kg

$V_d < R_d$ maka dipakai $V_n = 8475$ kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{16877,23}{10}$

$= 1687,72$ kg

V_u	$< V_d$	
1687,72 kg	< 8475 kg	(OK)

Selain gaya geser pada baut, perlu dikonrol pula tegangan geser yang terjadi pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n\,.A_b}$	$< \emptyset . r_1 . f_u^b . m$	
$= \frac{16877,2}{10.4,52}$	< 0,75 . 0,5 . 5000 . 1	
= 373,39 kg/cm^2	< 1875 kg/cm^2	(OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat rencana tarik baut diambil nilai terkecil dengan mempertimbangkan nilai kekuatan baut saat kondisi murni tarik dan akibat interaksi geser dan tarik.

Kuat nominal tarik baut kondisi murni tarik

$T_{d\,ulir} = \emptyset . 0,75 . f_u^b . A_b$

= 0,75 . 0,75 . 5000 . 4,52

= 12712,5 kg

Kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = \emptyset f_t . A_b$

Dimana nilai f_t :

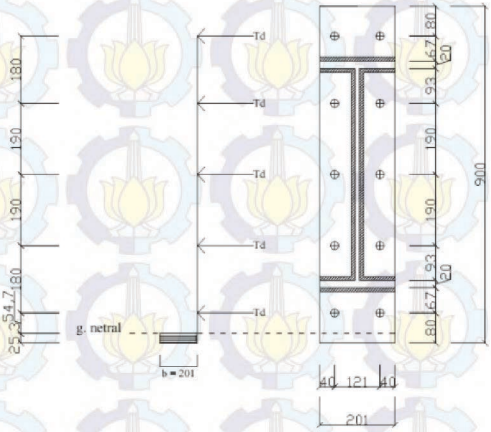
$f_t = 1,3 f_u^b - 1,5 . f_{uv}$	$< f_u^b$
= 1,3 . 5000 – 1,5 . 373,39	< 5000 kg/cm^2
= 5940 kg/cm^2	> 5000 kg/cm^2

Maka dipakai f_t = 5000 kg/cm^2

$T_d = \emptyset f_t . A_b$	$< T_{d\,ulir}$
= 0,75 . 5000 . 4,52	< 12712,5 kg
= 16950 kg	> 12712,5 kg

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 12712,5 kg

5. Kontrol momen



Gambar 7. 9 Detail Sambungan Baut Endplate 3

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

$$a = \frac{\sum T}{b \,.f_y}$$

$$= \frac{10\,.\,12712{,}5}{20{,}1\,.2500}$$

$= 2{,}53$ cm $< S_1 = 8$ cm (asumsi benar)

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$$\emptyset M_n = \frac{0{,}9\,.f_{yp}\,.a^2.b}{2} + \sum T\,.\,d$$

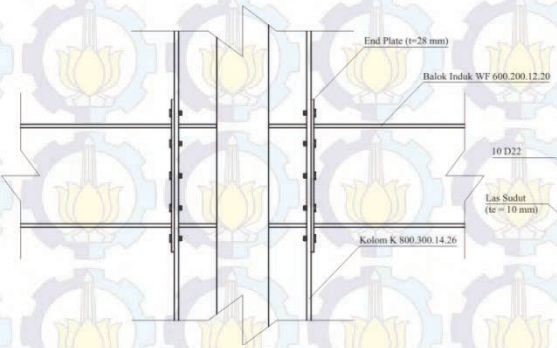
$$= \frac{0{,}9\,.2500\,.2{,}53^2.20{,}1}{2} + 2.12712{,}5.(5{,}47 + 23{,}47 + 42{,}47 + 61{,}47 + 79{,}47)$$

$= 5543739$ kg.cm

$\emptyset M_n > M_u$

5543739 kg.cm $>$ 4747504,3 kg.cm (OK)

7.2.2 Sambungan Balok dan Kolom Interior pada EBF Inverted Y



Gambar 7. 10 Sambungan Balok-kolom Interior EBF Inverted Y

Sambungan direncanakan menggunakan tipe end-plate. Frame 530, XZ plane Y=24000 lantai 3, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.

Gaya dalam dari hasil output SAP:

Mu = -4181271 kg.cm

Vu = -10245,44 kg

a) Perencanaan sambungan Las

Sambungan las digunakan untuk menghubungkan balok dengan plat. Hal yang direncanakan meliputi :

1. Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

   Kuat nominal

   $\emptyset f_n = 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, F_{E70xx}$

   $= 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, 70 \,.\, 70{,}3$

   $= 2214{,}45 \text{ kg/cm}^2$

2. Tegangan akibat beban tidak sebidang

   Sambungan memikul beban geser sentris dan momen lentur

- Tegangan akibat Beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

A $= 2(t_{e\ badan} \cdot d_1) + 2(t_{e\ sayap} \cdot b_1) + 4(t_{e\ sayap} \cdot b_2)$

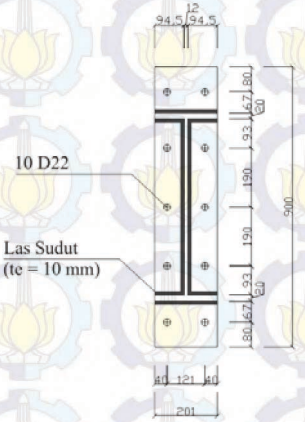
$= 2(10 \cdot 566) + 2(10 \cdot 201) + 4(10 \cdot 84{,}5)$

$= 18720\ mm^2 \quad = 187{,}2\ cm^2$

Maka

$f_v = \frac{10245{,}44}{187{,}2}$

$= 54{,}73\ kg/cm^2$



Gambar 7. 11 Detail Las Endplate 4

- Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana : $S_x = \frac{I_x}{y\ max}$

$I_x = 2\left(\frac{1}{12} \cdot t_{ebadan} \cdot {d_1}^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12} \cdot b_1 \cdot {t_{e\ sayap}}^3 + b_1 \cdot t_{e\ sayap} \cdot \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$+$

$4\left(\frac{1}{12} \cdot b_2 \cdot {t_{e\ sayap}}^3 + b_2 \cdot t_{e\ sayap} \cdot \left(\frac{t_{e\ sayap} + d}{2}\right)^2\right)$

$= 2\left(\frac{1}{12}.10.566^3\right) +$

$2\left(\frac{1}{12}.201.10^3 + 201.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right) +$

$4\left(\frac{1}{12}.84{,}5.10^3 + 84{,}5.10.\left(\frac{10+606}{2}\right)^2\right)$

$=$ 1004257760 mm^4 $=$ 100425,7760 cm^4

Maka

$S_x = \frac{100425{,}7760}{30{,}3}$

$=$ 3314,38 cm^3

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{4181271}{3314{,}38}$

$=$ 1261,55 kg/cm^2

- Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(54{,}73)^2 + (1261{,}55)^2}$

$=$ 1262,74 kg/cm^2

3. Perencanaan tebal las efektif

Tebal efektif akibat tegangan total :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} = \frac{1262{,}74}{2214{,}45}$. 1 cm $=$ 0,570 cm

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}570}{0{,}707}$ $=$ 0,806 cm (dipakai 9 mm)

Hasil perhitungan tebal las efektif diatas harus mempertimbangkan batasan tebal las dengan nilai sebagai berikut:

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_w$

$= 0{,}707 . \frac{4100}{70 . 70{,}33} . 12$

$=$ 7,068 mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max}$ $= 1{,}41 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_f$

$= 1{,}41 . \frac{4100}{70 . 70{,}33} .20$

$= 23{,}50$ mm

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$

maka dipakai a = 9 mm

b) Perencanaan Sambungan Baut

Sambungan baut digunakan untuk menghubungkan endplate-balok dengan kolom.

1. Data :

Tipe baut : Tumpu

Diameter : 22 mm (A = 3,80cm^2)

f_u^b : 5000 kg/cm^2

r_1 : 0,5

m : 1

Tebal plat : 2,8 cm

Menggunakan sambungan tipe endplate dan kontrol perhitungan geser dan momen lentur menggunakan metode ultimate.

2. Kuat rencana geser baut

Kuat rencana geser baut ditentukan dari perbandingan nilai berikut :

Kuat nominal geser baut

$V_d = Ø . r_1 . f_u^b . A_b . m$

$= 0{,}75 . 0{,}5 . 5000 . 3{,}8 . 1$

$= 7125$ kg

Kuat nominal tumpu baut

$R_d = Ø .2{,}4 . d_b . t_p . f_u$

$= 0{,}75 . 2{,}4 . 2{,}2 . 2{,}6 . 4100$

$= 42213{,}6$ kg

$V_d < R_d$ maka dipakai $V_n = 7125$ kg

3. Kontrol geser baut

$V_u = \frac{V_{ult}}{n}$

$= \frac{10245,44}{10}$

$= 1024,544$ kg

$V_u < V_d$

1024,544 kg < 7125 kg (OK)

Selain gaya geser pada baut, perlu dikonrol pula tegangan geser yang terjadi pada baut :

$f_{uv} = \frac{V_{ult}}{n \, A_b} < Ø . r_1 . f_u^b . m$

$= \frac{10245,44}{10.3,8}$ < 0,75 . 0,5 . 5000 . 1

= 269,62 kg/cm^2 < 1875 kg/cm^2 (OK)

4. Kuat rencana tarik baut

Kuat nominal tarik baut kondisi tarik murni

$T_{d\,ulir} = Ø . 0,75 . f_u^b . A_b$

= 0,75 . 0,75 . 5000 . 3,8

= 10691,23 kg

kuat nominal tarik baut akibat interaksi geser dan tarik

$T_d = Ø f_t . A_b$

Dimana nilai f_t :

$f_t = 1,3 f_u^b - 1,5 . f_{uv} < f_u^b$

= 1,3 . 5000 – 1,5 . 269,62 < 5000 kg/cm^2

= 6095,57 kg/cm^2 < 5000 kg/cm^2

Maka dipakai f_t = 5000 kg/cm^2

$T_d = Ø f_t . A_b < T_{d\,ulir}$

= 0,75 . 5000 .3,8 < 10691,23 kg

= 14250 kg > 10691,23 kg

Maka dipakai kuat nominal tarik baut T_d = 10691,23 kg

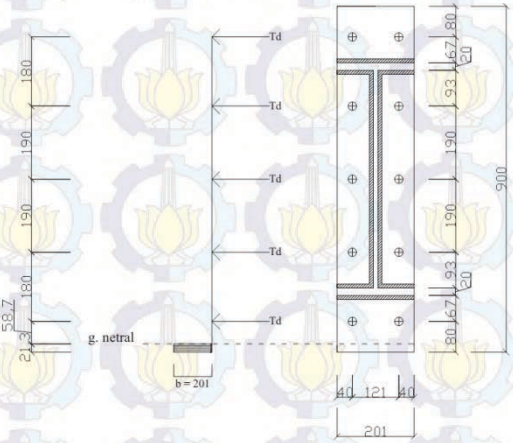
5. Kontrol momen

Untuk perhitungan diasumsikan terlebih dahulu bahwa garis netral berada dibawah baut terbawah.

$$a = \frac{\sum T}{b \,.f_y}$$

$$= \frac{10\,.\,10691{,}23}{20{,}1\,.2500}$$

$= 2{,}13$ cm $< S_1 = 8$ cm (asumsi benar)



Gambar 7. 12 Detail Sambungan Baut Endplate 4

Maka momen rencana yang mampu dipikul sambungan ialah:

$$\emptyset M_n = \frac{0{,}9\,.f_{yp}\,.a^2.b}{2} + \sum T\,.\,d$$

$$= \frac{0{,}9\,.2500\,.2{,}13^2.20{,}1}{2} +$$

$$2.\ 10691{,}23\,.\,(5{,}87 + 23{,}87 + 42{,}87 + 61{,}87 + 79{,}87)$$

$= 4685920{,}95$ kg.cm

$\emptyset M_n > M_u$

4685920,95 kg.cm > 4181271 kg.cm (OK)

7.3 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom

7.3.1 Sambungan Bracing dengan Balok dan Kolom pada EBF Inverted V

Sambungan bracing yang direncanakan adalah Frame 1018, XZ Plane pada Y=0 lantai 2, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.

Gaya dalam bracing menurut analisa SAP :

P_u = 148814,14 kg (tarik)

= -157980,91 kg (tekan)

Kuat rencana minimal sambungan bracing menurut SNI 03-1729-2002 :

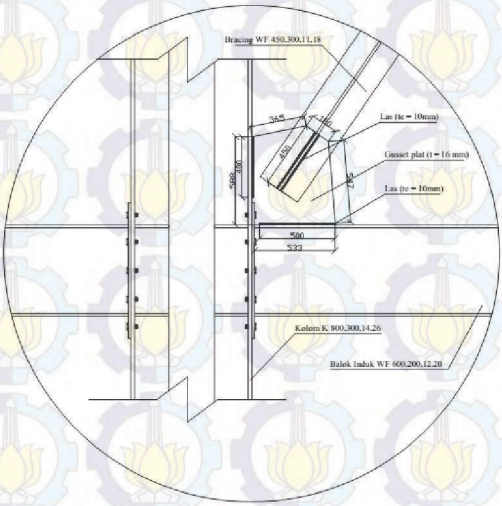
gaya aksial : $\emptyset P_n$ $= \emptyset . f_y . A_g$ = 0,9 . 2500 . 157,4

= 373825 kg

gaya aksial hasil analisa < gaya aksial minimal

157980,91 kg < 373825 kg

maka dipakai P_u = 373825 kg



Gambar 7. 13 Detail sambungan bracing-gussetplate terhadap balok dan kolom pada EBF Inverted V

1. Sambungan Gussetplate dengan balok kolom
   - Kuat nominal las sudut

     Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

     $\emptyset . f_n$ $= 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})$

     = 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3

     = 2214,25 kg/cm^2

- Tegangan akibat beban akisal

A_{las} = 2 . (40 + 50) . 1 cm = 180 cm^2
$L_{bracing}$ = 485,42 cm
h = 400 cm
b = 275 cm
Cos Ø = 275 / 485,42 = 0,566
Sin Ø = 400 / 485,42 = 0,824

Beban geser arah horisontal

Cos Ø. Pu = 0,566 . 373825 = 211584,095 kg

$f_h = \frac{211584,095}{180}$ = 1175 kg/cm^2

Beban geser arah vertikal

Sin Ø. Pu = 0,824 . 373825 = 308031,8 kg

$f_v = \frac{308031,8}{180}$ = 1711 kg/cm^2

Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$
$= \sqrt{(1175)^2 + (1711)^2}$
= 2075,61 kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . f_n} = \frac{2075,61}{2214,25}$ = 0,937 cm

a = $\frac{t_e}{0,707} = \frac{0,937}{0,707}$ = 1,32 cm > a_{min} = 0,5 cm

Dipakai a = 1,4 cm

- Kontrol perencanaan sambungan las

$\emptyset f_n > f_{total}$

2214,45 kg/cm^2 > 2075,61 kg/cm^2 (OK)

2. Sambungan batang bresing dengan Gussetplate
   - Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

   $\emptyset . f_n$ = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})
   = 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3
   = 2214,25 kg/cm^2

   - Tegangan akibat beban aksial

   A_{las} = 4 . (45) = 180 cm^2
   L bresing = 485,42 cm
   h = 400 cm
   b = 275 cm
   $f_u = \frac{373825}{180}$ =2076,8 kg/cm^2

   - Tebal efektif las sudut

   $t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{2076,8}{2214,45} = 0,938$ cm
   $a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,938}{0,707} = 1,33$ cm > a_{min} = 5mm
   Dipakai a = 1,4 cm

   - Kontrol perencanaan sambungan las

   $\emptyset f_n$ > f_{total}
   2214,45 kg/cm^2 > 2076,8 kg/cm^2 (OK)

3. Sambungan plat buhul dengan balok link
   - Kuat nominal las sudut

   Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

   $\emptyset . f_n$ = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})
   = 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3
   = 2214,25 kg/cm^2

   - Tegangan yang terjadi pada las sudut

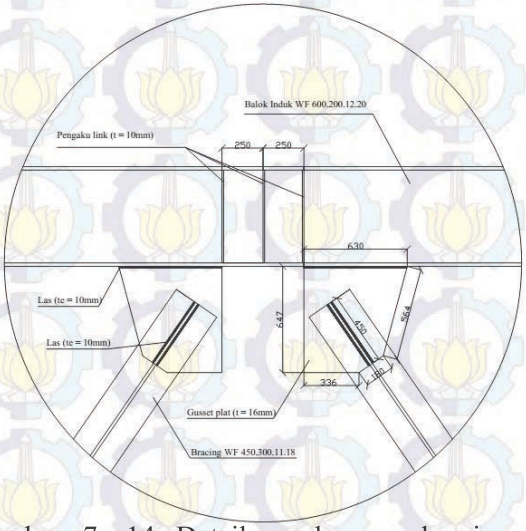
A_{las} = 2 . (63) = 126 cm^2
L bresing = 485,42 cm
h = 400 cm
b = 275 cm
Cos Ø. Pu = 0,566 . 373825 = 211584,095 kg
$f_h = \frac{211584,095}{126} = 1679$ kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{1679}{2214,45} = 0,758$ cm
$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,758}{0,707} = 1,07$ cm > a_{min}
Dipakai a = 1,1 cm

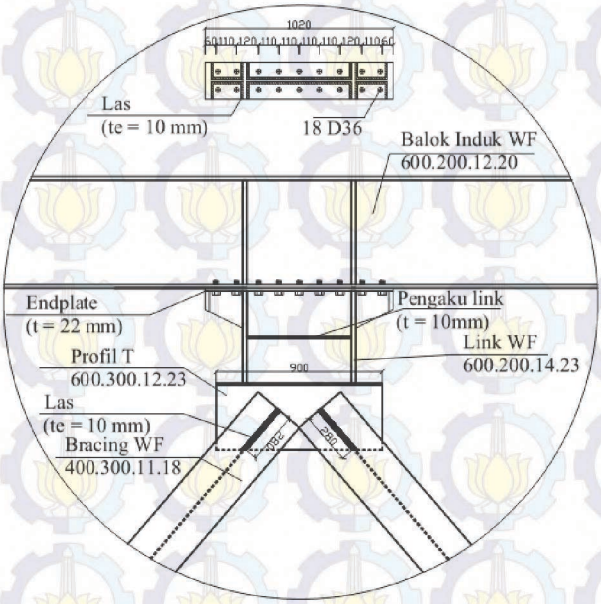
- Kontrol perencanaan sambungan las

$\emptyset f_n > f_{total}$
2214,45 kg/cm^2 > 1679 kg/cm^2 (OK)



Gambar 7. 14 Detail sambungan bracing-gussetplate terhadap balok link pada EBF Inverted V

7.3.2 Sambungan Link – Balok, Bracing Atas - Link, dan Bracing Bawah - Kolom pada EBF Inverted Y



Gambar 7. 15 Detail Sambungan Bracing-Profil T Terhadap Balok dan Link pada EBF Inverted Y

1. Sambungan link-balok

Frame 1029, XZ Plane pada Y=24000 lantai 2, dengan kombinasi DL+0,5LL+2EX.

gaya dalam yang terjadi pada link atas :

M_u = -8253648,9 kg.cm

V_u = -165055,39 kg

Sambungan link ke balok menggunakan end-plate.

a) Kontrol kekuatan sambungan Las

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

Kuat nominal

$\emptyset f_n$ $= 0,75 \; . \; 0,6 \; . \; F_{E70xx}$
$= 0,75 \; . \; 0,6 \; . \; 70 \; . \; 70,3$
$= 2214,45 \text{ kg/cm}^2$

- Tegangan akibat beban tidak sebidang

Beban geser sentris

$f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

$A = 2(t_{e\,badan} \; . \; d_1) + 4(t_{e\,badan} \; . \; d_2) + 12(t_{e\,sayap} \; . \; b_2)$
$= 2(10 \; . \; 566) + 4(10 \; . \; 181) + 4(10 \; . \; 84,5)$
$= 21940 \text{ mm}^2 \quad = 219.4 \text{ cm}^2$

Maka

$f_v = \frac{165055,39}{219,4}$
$= 752,3 \text{ kg/cm}^2$

Gambar 7. 16 Detail Las Endplate 5

Beban momen lentur

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

dimana :

$S_x = \frac{I_x}{y \; max}$

$I_x = 2\left(\frac{1}{12} \; . \; t_{ebadan} \; . \; d_1{}^3\right) +$

$$4\left(\frac{1}{12}\,.\,t_{e\ badan}\,.\,{d_2}^3+d_2.t_{e\ badan}\,.\left(\frac{d_2+d}{2}\right)^2\right)+$$

$$12\ \left(\frac{1}{12}\,.\,b_2.{t_{e\ sayap}}^3\right)\ +\ 4\left(b_2.t_{e\ sayap}\ .\left(\frac{d1-t_{e\ sayap}}{2}\right)^2\right)$$

$$+4\left(b_2.t_{e\ sayap}\ .\left(\frac{t_{e\ sayap}\ +d}{2}\right)^2\right)$$

$$+4\left(b_2.t_{e\ sayap}\ .\left(\frac{d+d_2-t_{e\ sayap}}{2}\right)^2\right)$$

$$=2\left(\frac{1}{12}\,.10.566^3\right)+$$

$$4\left(\frac{1}{12}\,.10.181^3+181.10.\left(\frac{181+612}{2}\right)^2\right)+$$

$$12\left(\frac{1}{12}.84{,}5.10^3\right)+4\left(84{,}5.10.\left(\frac{566-10}{2}\right)^2\right)+$$

$$4\left(84{,}5.10.\left(\frac{10+612}{2}\right)^2\right)+4\left(84{,}5.10.\left(\frac{612+188-10}{2}\right)^2\right)$$

$= 2594901687\ mm^4 \qquad = 259490{,}1687\ cm^4$

Maka

$S_x = \frac{259490{,}1687}{30{,}6}$

$= 5088.04\ cm^3$

$f_h = \frac{M_u}{S_x}$

$= \frac{8253648{,}9}{5088.4}$

$= 1622.166\ kg/cm^2$

Tegangan ultimate total

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(752{,}3)^2 + (1622.16)^2}$

$= 1788{,}12\ kg/cm^2$

- Tebal Las Efektif

Tebal efektif akibat beban tidak sebidang :

$t_e = \frac{ftotal}{\emptyset f_n} = \frac{1788{,}12}{2214{,}45}\ .\ 1\ cm = 0{,}807\ cm$

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}807}{0{,}707} = 1{,}142\ cm$ (dipakai 12 mm)

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang :
Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_w$

$= 0{,}707 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 13$

$= 7{,}65$ mm

Sayap

$a_{eff\text{-}max} = 1{,}41 \cdot \frac{f_u}{Fe_{70xx}} \cdot t_f$

$= 1{,}41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70{,}33} \cdot 23$

$= 27$ mm

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$ (OK)

maka direncanakan $a_{pakai} = 12$ mm

b) Kontrol Kekuatan Sambungan Baut

- Data :

Tipe baut : Baut Mutu Tinggi Tipe Gesek
Diameter : 36 mm
T_b : 49000 kg
μ : 0,35
Tebal plat : 16 cm

- Gaya tarik akibat beban

$I_{baut} = Ab \cdot (11^2 + 22^2 + 34^2 + 45^2) \cdot 2 \cdot 2$

$= Ab \cdot 15144$

$f_{baut\ teratas} = \frac{Mu \cdot ymax}{I}$

$= \frac{8253648{,}9 \cdot 45}{Ab \cdot 15144}$

$= 24525{,}50 / Ab$

$T_{u\ baut} = Ab \cdot f$

$= Ab \cdot 24525{,}50 / Ab$

$= 24525{,}50$ kg

- Kekuatan nominal geser baut akibat beban tarik

$V_n = 1{,}13 \cdot \mu \cdot m \cdot T_b$

$= 1{,}13 \;.\; 0{,}35 \;.\; 1 \;.\; 49000$

$= 19379{,}5$ kg

$V_d = \emptyset\, V_n \left(1 - \frac{Tu}{1{,}13Tb}\right)$

$= 1.\; 19379{,}5 \;.\; \left(1 - \frac{24525{,}50}{1{,}13 \;.\; 49000}\right)$

$= 10795{,}57$ kg

Maka nilai $V_n = 10795{,}57$ kg

- Kontrol perencanaan baut

$V_n = 10795{,}57$ kg

$V_u = \frac{165055{,}39}{18}$

$= 9169{,}74$ Kg

Maka

$V_n > V_u$

(OK)

2. Sambungan link dengan profil T (penghubung bracing-link) gaya dalam yang terjadi pada link bawah :

M_u = 0,0000002 kg.cm

V_u = 165072,98 kg

Profil T yang dipakai ialah Profil T 600 x 200 x 13 x 23

a) Kontrol kekuatan sambungan Las

- Kuat nominal las sudut

  Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm.

  Kuat nominal

  $\emptyset f_n = 0{,}75 \;.\; 0{,}6 \;.\; F_{E70xx}$

  $= 0{,}75 \;.\; 0{,}6 \;.\; 70 \;.\; 70{,}3$

  $= 2214{,}45$ kg/cm^2

- Tegangan akibat Beban geser sentris

  $f_v = \frac{V_u}{A}$

dimana :

A $= 2(t_{e\ badan}\ .\ d_1) + 2(t_{e\ sayap}.\ b_1) + 4(t_{e\ sayap}\ .\ b_2)$
$= 2(\ 10\ .\ 566\ ) + 2(\ 10\ .\ 202\ ) + 4(\ 10\ .\ 84{,}5\ )$
$= 18740\ mm^2 \quad = 187{,}4\ cm^2$

Maka

$f_v = \frac{165072{,}98}{187{,}4}$
$= 880{,}86\ kg/cm^2$

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$
$= \sqrt{(880{,}86)^2 + (0)^2}$
$= 880{,}86\ kg/cm^2$

- Kontrol tebal las efektif

Tebal efektif akibat beban geser sentris :

$t_e = \frac{f total}{\emptyset f_n} = \frac{880{,}86}{2214{,}45}\ .\ 1\ cm = 0{,}397\ cm$

$a_{eff} = \frac{t\ eff}{0{,}707} = \frac{0{,}397}{0{,}707} = 0{,}563\ cm$ (dipakai 6 mm)

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0{,}707\ .\ \frac{f_u}{Fe_{70xx}}\ .\ t_w$
$= 0{,}707\ .\ \frac{4100}{70\ .\ 70{,}33}\ .\ 13$
$= 7{,}65\ mm$

sayap

$a_{eff\text{-}max} = 1{,}41.\ \frac{f_u}{Fe_{70xx}}\ .\ t_f$
$= 1{,}41\ .\ \frac{4100}{70\ .\ 70{,}33}\ .23$
$= 27\ mm$

$a_{eff\text{-}max} > a_{perlu}$

maka dipakai $a_{perlu} = 6$ mm.

3. Sambungan bracing dengan profil T

Gaya dalam yang terjadi pada bracing :

$P_u = 131608{,}47\ kg$

Kuat rencana aksial minimal sambungan bracing menurut SNI 03-1729-2002 :

gaya aksial : $\emptyset P_n$ $= \emptyset . f_y . A_g$ $= 0,9 . 2500 . 157,4$

$= 373825$ kg

gaya aksial hasil analisa SAP < gaya geser minimal

131608,47 kg < 373825 kg

maka dipakai P_u = 373825 kg

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

$\emptyset . f_n = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})$

$= 0,75 . 1 . 0,6 . 70 . 70,3$

$= 2214,25$ kg/cm^2

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$A_{las} = 4 . (28) = 112$ cm^2

L bresing = 461 cm

h = 350 cm

b = 300 cm

$f_u = \frac{373825}{112} = 3337,7$ kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{3337,7}{2214,45} = 1,51$ cm

$a_{eff} = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,51}{0,707} = 2,13$ cm

Batasan tebal las untuk kekuatan berimbang

Badan

$a_{eff\text{-}max} = 0,707 . \frac{f_u}{Fe_{70xx}} . t_w$

$= 0,707 . \frac{4100}{70 . 70,33} . 13$

$= 7,65$ mm

$a_{eff\text{-}max} < a_{perlu}$

$a_{eff} = 7$ mm

Dipakai a = 7 mm

4. Sambungan bracing dengan gusset plate

Beban yang direncanakan untuk sambungan bracing dengan gussetplate adalah beban aksial bracing = 373825 kg.

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

$\emptyset . f_n = 0{,}75 . te . (0{,}6 . f_{uw})$

$= 0{,}75 . 1 . 0{,}6 . 70 . 70{,}3$

$= 2214{,}25$ kg/cm^2

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$A_{las} = 4 . (45) = 180$ cm^2

L bresing = 461 cm

h = 350 cm

b = 300 cm

$f_u = \frac{373825}{180} = 2076{,}81$ kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{2076{,}81}{2214{,}45} = 0{,}94$ cm

$a = \frac{t_e}{0{,}707} = \frac{0{,}9}{0{,}707} = 1{,}27$ cm $> a_{min} = 5$mm

Dipakai a = 1,3 cm

5. Sambungan gusset plate dengan balok kolom

Beban yang direncanakan untuk sambungan balok-kolom dengan gussetplate adalah beban aksial bracing = 373825 kg.

- Kuat nominal las sudut

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

$\emptyset . f_n = 0{,}75 . te . (0{,}6 . f_{uw})$

$= 0{,}75 . 1 . 0{,}6 . 70 . 70{,}3$

$= 2214{,}25$ kg/cm^2

- Tegangan yang terjadi pada las sudut

A_{las} = 2 . (40 + 50) = 180 cm^2

L bresing = 461 cm

h = 350 cm

b = 300 cm

Cos Ø = 300 /461 = 0,651

Sin Ø = 350 /461 = 0,759

Beban geser arah horisontal

Cos Ø. Pu = 0,651 . 373825 = 243361 kg

$f_h = \frac{243361}{180} = 1352$ kg/cm^2

Beban geser arah vertikal

Sin Ø. Pu = 0,759 . 373825 = 283734 kg

$f_v = \frac{283734}{180} = 1577$ kg/cm^2

Tegangan total ultimate

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(1577)^2 + (1352)^2}$

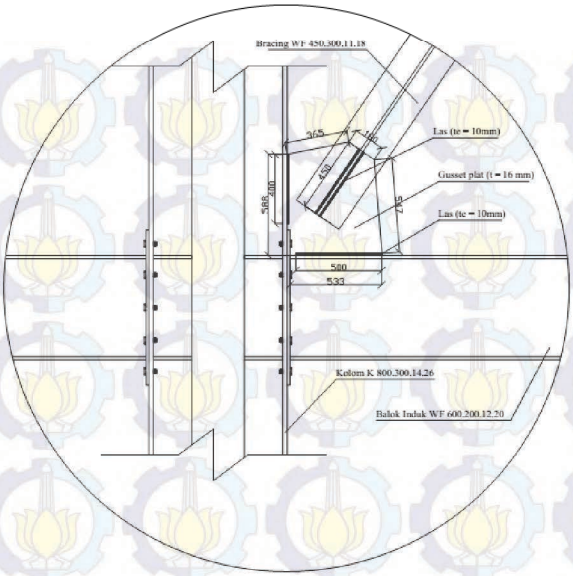
= 2077,2 kg/cm^2

- Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . f_n} = \frac{2077,2}{2214,25} = 0,938$ cm

$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,938}{0,707} = 1,33$ cm > a_{min} = 0,5 cm

Dipakai a = 1,3 cm



Gambar 7. 17 Detail Sambungan Bracing-Gussetplate terhadap Balok dan Kolom pada EBF Inverted Y

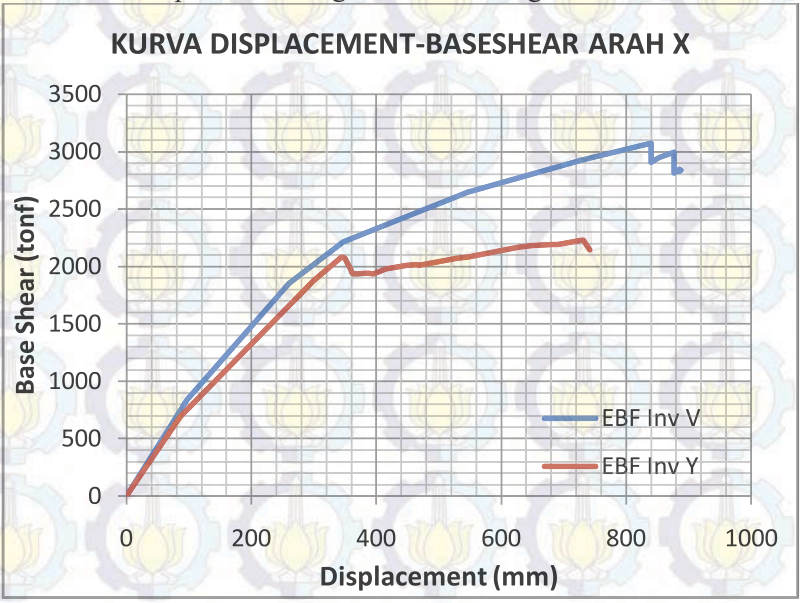
BAB VIII
EVALUASI HASIL ANALISA PUSHOVER

8.1 Analisa Kurva Pushover (Base Shear – Displacement)

Analisa pushover dilakukan dengan program bantu SAP 2000 v.14 dengan titik kontrol yang berada pada titik pusat masa atap masing masing bangunan. Pada analisa pushover ini tipe *Geometric Nonliearity Parameters* dipilih *None* dimana pada analisa seluruh persamaan keseimbangan dihitung berdasarkan kondisi struktur saat tidak ada deformasi yang terjadi.

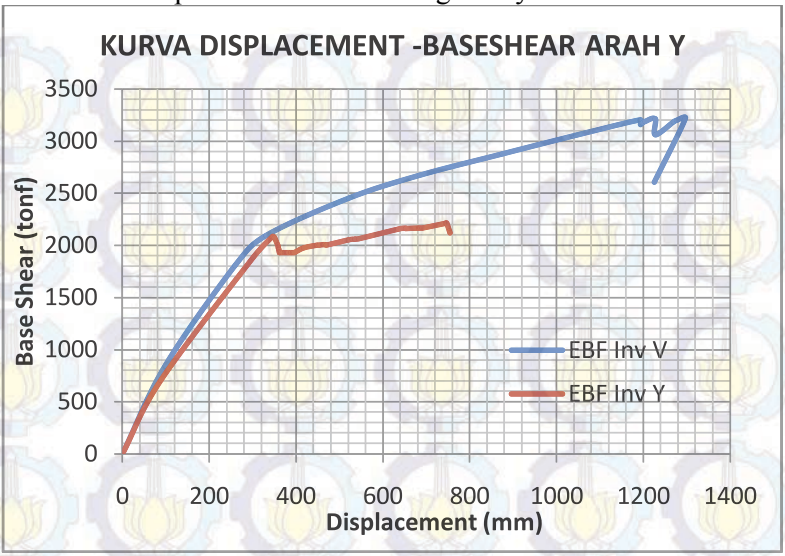
Dari analisa statik nonlinier pushover dengan program bantu SAP 2000 didapatkan kurva hubungan antar gaya geser dasar dengan perpindahan titik kontrol dari pemodelan struktur EBF Invertd V dan EBF inverted Y.

- Kurva pushover dengan beban dorong arah x



Gambar 8. 1 Kurva pushover dengan beban dorong arah x

- Kurva pushover beban dorong arah y



Gambar 8. 2 Kurva pushover beban dorong arah y

Dari kedua kurva tersebut baik pada arah pembebanan x atau y, dapat dianalisa nilai kekuatan, kekakuan serta nilai daktilitas kedua struktur. Untuk perhitungan lebih detail mengenai perilaku kedua struktur, akan dijelaskan pada subbab 8.1.1 sampai 8.1.3.

8.1.1 Kekuatan Struktur

Besarnya nilai kekuatan struktur ditentukan berdasarkan gaya geser dasar ultimit pada struktur tersebut. Gaya geser dasar ultimit merupakan gaya geser maksimum yang tercatat pertama kali sebelum terjadinya penurunan kurva atau penurunan kekuatan pertama kali. Nilai gaya geser dasar ultimit diambil sesuai dengan nilai gaya geser dasar maksimum struktur apabila setelah terjadi penurunan kekuatan, kurva tidak mengalami kenaikan lagi. Sedangkan apabila ada kenaikan kurva setelah terjadi penurunan kekuatan maka nilai gaya geser dasar ultimit

diambil sebesar lebih besar atau sama dengan 85% gaya geser dasar maksimum. Berikut adalah tabel mengenai gaya geser dasar maksimum pada kedua struktur :

- EBF Inverted V

Tabel 8. 1 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted V

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	0	0	0.000
1	97.176	841205.5	0.274
2	260.285	1851104	0.602
3	347.024	2215002	0.720
4	546.193	2649245	0.862
5	728.261	2925074	0.951
6	840.204	3074515	1.000
7	840.220	2908186	0.946
8	852.813	2949374	0.959
9	877.131	2994709	0.974
10	877.147	2814358	0.915
11	884.962	2845893	0.926
12	884.978	2827548	0.920
13	887.828	2837756	0.923
14	887.844	2820187	0.917
15	891.511	2834425	0.922
	V max	3074515	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vultx ≥ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ultx = 2834425 kg

Tabel 8. 2 Tabel Penentuan V_{ult} Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted V

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	0	0	0.000
1	97.921	847746.4	0.264
2	259.187	1807281	0.562
3	329.996	2096073	0.652
4	520.999	2454090	0.763
5	684.596	2672313	0.831
6	875.449	2877754	0.895
7	1045.024	3054009	0.949
8	1193.314	3201732	0.995
9	1193.330	3159878	0.982
10	1197.516	3175169	0.987
11	1204.564	3188783	0.991
12	1226.912	3211764	0.999
13	1226.928	3060567	0.952
14	1269.632	3185738	0.990
15	1276.542	3197352	0.994
16	1296.128	3216490	1.000
17	1225.223	2603728	0.809
	V max	3216490	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vulty $\geq$ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ulty = 2603728 kg

- EBF Inverted Y

Tabel 8. 3 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah X EBF Inverted Y

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	0	0	0.000
1	86.249	692399.9	0.311
2	299.457	1878116	0.842
3	343.682	2079102	0.932
4	346.073	2081266	0.933
5	348.113	2076268	0.931
6	349.555	2069542	0.928
sebagian data terlampir			
47	690.379	2194391	0.984
48	728.525	2229643	1.000
49	731.372	2228890	1.000
50	739.760	2158717	0.968
51	739.760	2158717	0.968
52	741.352	2143884	0.962
53	741.424	2143878	0.962
	V max	2229643	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vultx ≥ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ultx = 2143878 kg

Tabel 8. 4 Tabel Penentuan Vult Terhadap Nilai Baseforce-Displacement Arah Y EBF Inverted Y

Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)
	mm	Kgf	
0	2.22E-06	0	0.000
1	88.647	705275.5	0.319
2	301.657	1885447	0.852
3	344.896	2082133	0.941
4	347.498	2082633	0.941
5	349.898	2074252	0.937
6	357.132	2001410	0.904
sebagian data terlampir			
52	744.918	2213403	1.000
53	746.626	2212603	1.000
54	753.674	2136255	0.965
55	753.674	2136255	0.965
56	754.969	2120720	0.958
57	755.049	2120711	0.958
	V max	2213403	

Sesuai dengan nilai pada tabel diatas, nilai gaya geser dasar mengalami kenaikan setelah terjadi penurunan. Maka nilai Vulty ≥ 0,85 Vultmax, dimana sebesar :

V ulty = Vmax = 2120711 kg

∴ Kesimpulan

Arah x

EBF Inverted V : V_{ult} = 2834425 kg

EBF Inverted Y : V_{ult} = 2143878 kg

Arah y

EBF Inverted V : V_{ult} = 2603728 kg

EBF Inverted Y : V_{ult} = 2120711kg

Pada arah x gaya geser EBF Inverted V memiliki kekuatan 32,21 % relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y, sedangkan pada arah y gaya geser EBF Inverted V memiliki kekuatan 22,78 % relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Dari hasil tersebut disimpulkan bahwa kekuatan struktur EBF Inverted V lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y.

8.1.2 Kekakuan Elastik

Nilai kekakuan elastik ditinjau dari rasio gaya geser yang menyebabkan leleh pertama pada elemen link terhadap simpangan yang terjadi pada saat leleh pertama terjadi pada elemen link.

- EBF Inverted V

Arah x

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 841205,5 kg dengan simpangan sebesar = 97,176 mm.

Kekakuan struktur arah x $= \frac{841205{,}5 \text{ kg}}{97{,}176 \text{ mm}}$

= 8656,549 kg/mm

Arah y

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 847746.4 kg dengan simpangan sebesar = 97,921 mm.

Kekakuan struktur arah y $= \frac{847746.4 \text{ kg}}{97{,}921 \text{ mm}}$

= 8657,469 kg/mm

- EBF Inverted Y

Arah x

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 692399,9 kg dengan simpangan sebesar = 86,249 mm.

Kekakuan struktur arah x $= \frac{692399{,}9 \text{ kg}}{86{,}249 \text{ mm}}$

= 8027,906 kg/mm

Arah y

Sesuai dengan Output SAP 2000, leleh pertama pada link terjadi pada step 1 dengan nilai gaya geser = 705275,5 kg dengan simpangan sebesar = 88,647 mm.

Kekakuan struktur arah y $= \frac{705275,5 \text{ kg}}{88,647 \text{ mm}}$

= 7955,968 kg/mm

∴ Kesimpulan

Arah x

EBF Inverted V : kekakuan = 8656,549 kg/mm

EBF Inverted Y : kekakuan = 8027,906 kg/mm

Arah y

EBF Inverted V : kekakuan = 8657,469 kg/mm

EBF Inverted Y : kekakuan = 7955,968 kg/mm

Perbedaan kekakuan dari kedua struktur cukup kecil, pada arah x EBF Inverted V relatif lebih besar 7,8 %, sedangkan pada arah y EBF Inverted V juga lebih unggul 8,8 % dibandingkan EBF Inverted Y. Dari hasil tersebut disimpulkan bahwa kekakuan struktur EBF Inverted V lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y baik pada arah x maupun y.

8.1.3 Daktilitas Struktur

Ditinjau berdasarkan rasio antara perpindahan titik kontrol saat mencapai batas ultimit terhadap perpindahan titik kontrol saat link mengalami leleh pertama.

- EBF Inverted V

Arah x

δ_y = 97,176 mm

δ_u = 891,511 mm

$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{891,551}{97,176} = 9,174$

Arah y

δ_y = 97,921 mm

δ_u = 1225,223 mm

μ $= \frac{\delta_u}{\delta_y}$ $= \frac{1225,223}{97,921}$ = 12,512

- EBF Inverted Y

Arah x

δ_y = 86,249 mm

δ_u = 741,424 mm

μ $= \frac{\delta_u}{\delta_y}$ $= \frac{741,424}{86,249}$ = 8,596

Arah y

δ_y = 88,647 mm

δ_u = 755,049 mm

μ $= \frac{\delta_u}{\delta_y}$ $= \frac{755,049}{88,647}$ = 8,517

∴ Kesimpulan

Arah X

EBF Inverted V : μ = 9,174

EBF Inverted Y : μ = 8,596

Arah Y

EBF Inverted V : μ = 12,512

EBF Inverted Y : μ = 8,517

Nilai daktilitas pada arah x EBF Inverted V (6,72%) lebih besar dibandingkan EBF Inverted V, sedangkan pada arah y EBF Inverted V (46,9 %) relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Dari keempat hasil tersebut disimpulkan bahwa daktilitas struktur EBF Inverted V lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y pada arah x dan arah y.

8.2 Target Perpindahan

Target perpindahan ditentukan menurut metode Koefisien perpindahan FEMA 273/356, metode spektrum kapasitas ATC-40, Metode koefisien yang diperbaiki dan FEMA 440, selain itu kriteria kinerja juga ditentukan dari persyaratan perpindahan dari SNI 1726-2012.

- Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/356)

EBF Inverted V pada arah x :

T_e = 0,8676 detik

C_0 = 1,2 (Tabel 3-2 FEMA 356 (terlampir), dengan bangunan 10 lantai dengan tipe *other building*)

T_s $= \frac{Sd1}{Sds}$ = 1,21 detik

S_a $= S_{ds}$ = 0,78

V_y = 1134741 kg (dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear (terlampir))

W = 3845067 kg

C_1 $= \frac{1+\left(\frac{Sa}{Vy/W}-1\right)\frac{Ts}{Te}}{\frac{Sa}{Vy/W}}$ (karena $T_e < T_s$)

$= \frac{1+\left(\frac{0,78}{1134741/3845068}-1\right)\frac{1,21}{0,8678}}{\frac{0,78}{1134741/3845068}}$

= 1,245

C_2 = 1 (Tabel 3-3 FEMA 356 (terlampir), frame tipe 2 dengan perfomance level LS)

C_3 = 1 (kondisi setelah leleh, kurva meningkat)

Maka target perpindahan dapat dihitung sebagai berikut :

$\delta_x = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{Te}{2\pi}\right)^2 \cdot g$

$= 1,2 \cdot 1,245 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,78 \cdot \left(\frac{0,8676}{2\pi}\right)^2 \cdot 9,81$

= 0,218 m

Tabel 8. 5 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 356

		EBF Inv V		EBF Inv Y	
		Arah X	Arah Y	Arah X	arahY
Parameter	C_0	1.2	1.2	1.2	1.2
	T_e	0.8676	0.8676	0.9029	0.9087
	T_s	1.21	1.21	1.21	1.21
	S_a	0.78	0.78	0.78	0.78
	V_y	1134741	1136320	1177801	1967350
	W	3845068	3845068	3861721	3861721

	C_1	1.245	1.245	1.207	1.115
	C_2	1	1	1	1
	C_3	1	1	1	1
	g	9.8	9.8	9.8	9.8
δ (m)		0.218	0.218	0.229	0,214

- Metode spektrum kapasitas

Pada Metode Spektrum Kapasitas parameter yang perlu diinput ialah nilai C_a dan C_v , dimana nilai tersebut didapat dari kurva respon spektrum rencana menurut SNI 03-1726-2002. Diperoleh nilai $C_a = S_a = 0{,}78$ dan $C_v = S_{d1} = 0{,}944$. Selanjutnya perhitungan sepenuhnya dilakukan komputer.

Tinjau arah x dan y :

EBF Inverted V

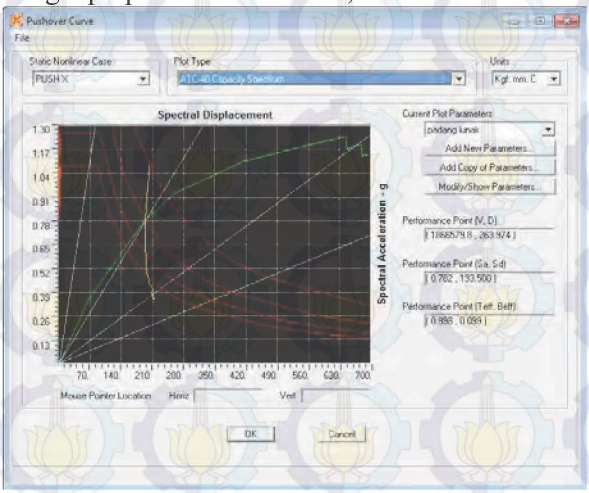
Arah x : target perpindahan : 263,974 mm

Arah y : target perindahan : 261,900 mm

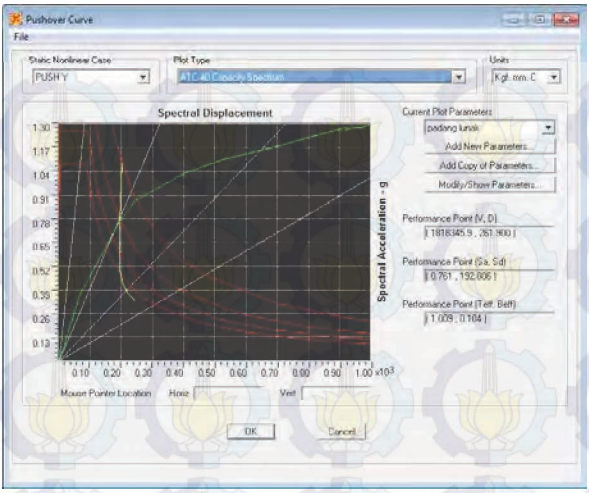
EBF Inverted Y

Arah x : target perpindahan : 285,020 mm

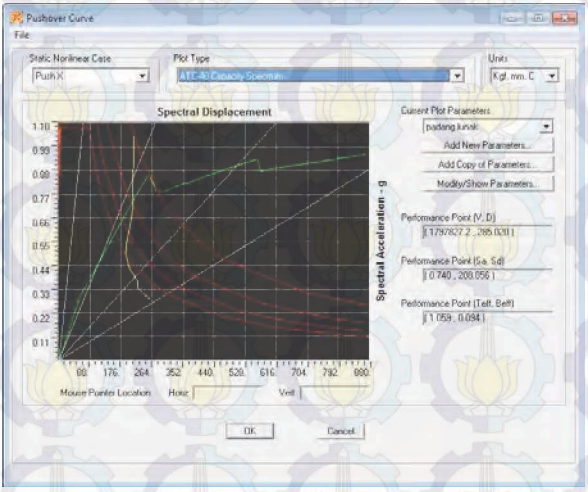
Arah y : target perpindahan : 286,089 mm



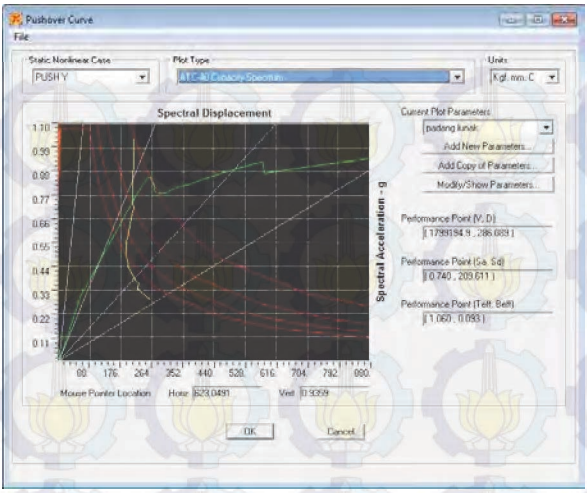
Gambar 8. 3 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted V menurut ATC 40



Gambar 8. 4 Kurva Kapasitas Spektrum arah Y EBF Inverted V menurut ATC 40



Gambar 8. 5 Kurva Kapasitas Spektrum arah X EBF Inverted Y menurut ATC 40



Gambar 8. 6 Kurva Kapasitas Spektrum Arah Y EBF Inverted Y Menurut ATC 40

- **Metode Koefisien Perpindahan yang Diperbaiki FEMA 440**

EBF Inverted V pada arah x :

T_e = 0,8676 detik

C_0 = 1,2 (Tabel 3-2 FEMA 356 (terlampir), dengan bangunan 10 lantai dengan tipe *other building*)

T_s $= \frac{Sd1}{Sds}$ = 1,21 detik

S_a $= S_{ds}$ = 0,78

V_y = 1134741 kg (dari idealisasi kurva pushover menjadi bilinear (terlampir))

W = 3845068 kg

a = 60

C_1 $= 1 + \frac{\frac{Sa}{Vy/W} - 1}{a \,.Te^2}$ (karena $T_e < T_s$)

$= 1 + \frac{\frac{0,78}{1134741 / 3845068} - 1}{60 \,.0,8676^2}$

= 1.0206

C_2 = 1 (karena $T_e > 0,7$)

C_3 = 1 (kondisi setelah leleh, kurva meningkat)

Maka target perpindahan dapat dihitung sebagai berikut :

$\delta_x = C_0 \,.\, C_1 \,.\, C_2 \,.\, C_3 \,.\, S_a \,.\, \left(\frac{Te}{2\pi}\right)^2 . \text{g}$

$= 1{,}2 \,.\, 1{,}0206 \,.\, 1 \,.\, 1 \,.\, 0{,}78 \,.\, \left(\frac{0{,}8676}{2\pi}\right)^2 . \; 9{,}81$

$= 0{,}229$ m

Tabel 8. 6 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut FEMA 440

		EBF Inv V		EBF Inv Y	
		Arah X	Arah Y	Arah X	arahY
Parameter	C_0	1.2	1.2	1.2	1.2
	T_e	0.8676	0.8676	0.9029	0.9087
	T_s	1.21	1.21	1.21	1.21
	S_a	0.78	0.78	0.78	0.78
	V_y	1134741	1136320	1177801	1967350
	W	3845068	3845068	3861721	3861721
	a	60	60	60	60
	C_1	1.0206	1.0206	1.0212	1.0073
	C_2	1	1	1	1
	C_3	1	1	1	1
	g	9.8	9.8	9.8	9.8
δ		0.229	0.229	0.248	0.248

- **Simpangan menurut SNI 03 1726-2012**

Besar nilai simpangan pada perhitungan ini mengacu pada tabel 6.7 dan 6.12. Besar simpangan yang dipakai adalah besar perpindahan pada lantai teratas.

Tabel 8. 7 Target perpindahan EBF Inverted V dan Y menurut SNI 03 1726-2012

Struktur	Arah	C_d	Tinggi (mm)	Drift (mm)	Drift max = Drift.C_d (mm)	Simpangan batas = 2% tinggi (mm)
EBF	X	4	40000	57,195	228,778	800

Inv V	Y	4	40000	19,239	76,958	800
EBF	X	4	40000	17,158	68,634	800
Inv Y	Y	4	40000	64131	256,526	800

8.3 Evaluasi Kinerja Struktur

Besar nilai target perpindahan yang telah dihitung pada sub.bab 8.2 disajikan pada tabel berikut.

Tabel 8. 8 Rangkuman Target Perpindahan Struktur EBF Inverted V Dan EBF Inverted V

Kriteria	Target Perpindahan (m)				Nilai Batas (m)
	Ebf Inv V		Ebf Inv Y		
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	
Koef. Perpindahan FEMA 356	0.218	0.218	0.229	0.214	0,8
Spektrum Kapasitas ATC-40	0,264	0,262	0,285	0,286	0,8
Koef. Perpindahan Perbaikan FEMA 440	0.229	0.229	0.248	0.248	0,8
SNI 03 1726-2012	0,229	0,077	0,069	0,257	0,8

- Evaluasi kinerja EBF Inverted V

Arah x

Sesuai dengan perhitungan diatas, nilai δ_x terbesar ialah menurut perhitungan ATC-40 yaitu δ_x = 0,264 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 2-3, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_x = 0,347 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja B.

Arah y

Target perpindahan terbesar menurut ATC-40, nilai δ_y = 0,262 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 2-3, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_y = 0,329 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja B.

- Evaluasi kinerja EBF Inverted Y

Arah x

Target perpindahan terbesar menurut ATC-40, nilai δ_x = 0,285 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 1-2, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_x = 0,299 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja LS.

Arah y

Target perpindahan terbesar menurut ATC-40, nilai δ_y = 0,286 m. Target perpindahan tersebut berada diantara perpindahan pada step 1-2, oleh karena itu diambil nilai yang paling besar δ_y = 0,3017 m. Target perpindahan tersebut berada pada tingkat kinerja LS.

∴ Kesimpulan

Pada struktur EBF Inverted V, pada arah X maupun Y tingkat kinerja menunjukan pada tingkatan B, dimana tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan non struktur. Sedangkan pada struktur EBF Inverted Y, pada arah X maupun Y tingkat kinerja menunjukan pada tingkatan LS, Terjadi kerusakan komponen struktur, kekakuan berkurang, tetapi masih mempunyai ambang yang cukup terhadap keruntuhan.

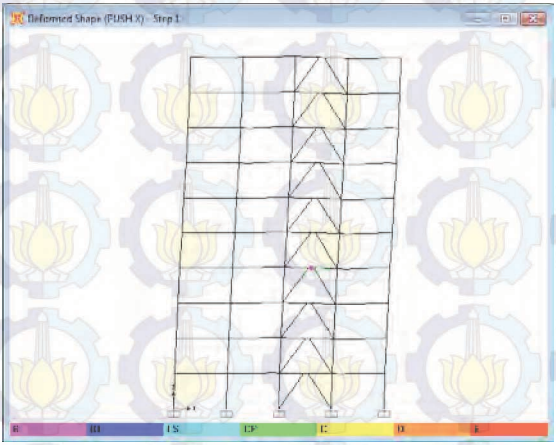
8.4 Mekanisme Keruntuhan

Pada analisa Pushover dapat dilihat mekanisme keruntuhan yang terjadi pada setiap step dimana gaya lateral ditingkatkan. Dari tiap step tersebut dapat diketahui elemen mana yang mengalami leleh terlebih dahulu serta elemen mana yang mengalami Collapse pada step terakhir.

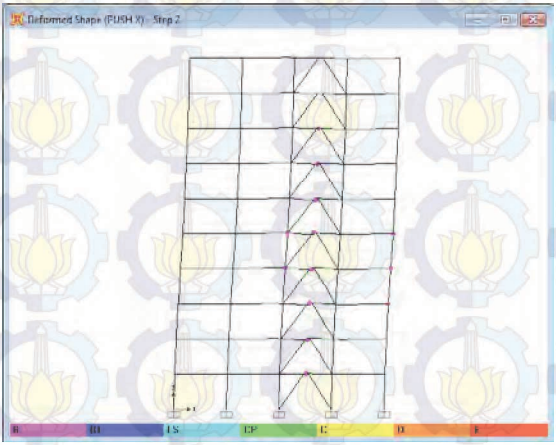
- EBF Inverted V

Dari analisa pushover, permodelan diberi beban dorng pada arah x dan y, hingga pada step terakhir terjadi collapse pada sala satu elemen.

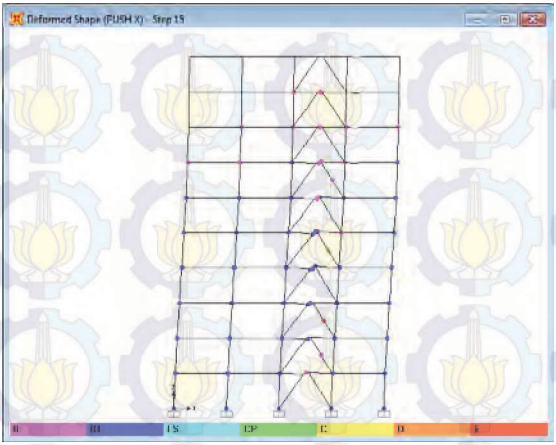
Arah x



Gambar 8. 7 Deformasi pada EBF Inverted VAkibat Beban Pushover Arah X pada Step 1

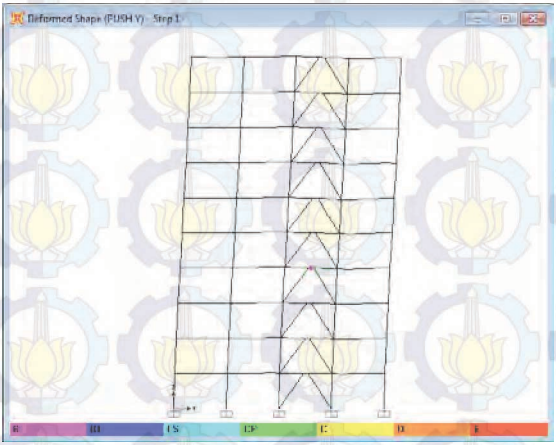


Gambar 8. 8 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 2

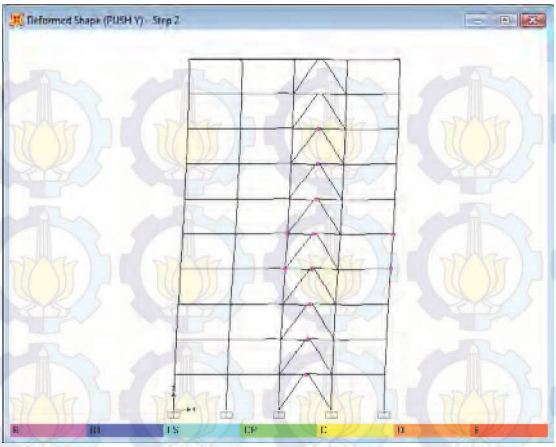


Gambar 8. 9 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah X pada Step akhir

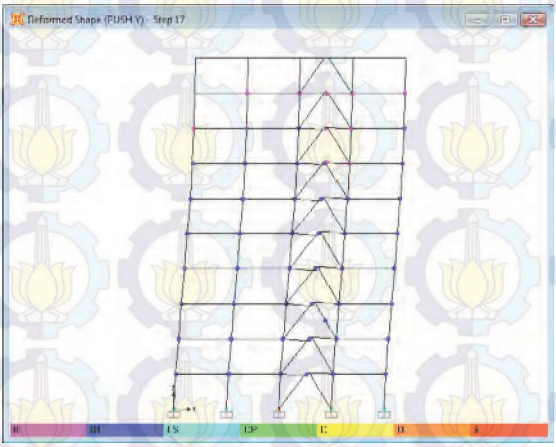
Arah y



Gambar 8. 10 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1



Gambar 8. 11 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2



Gambar 8. 12 Deformasi pada EBF Inverted V Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step akhir

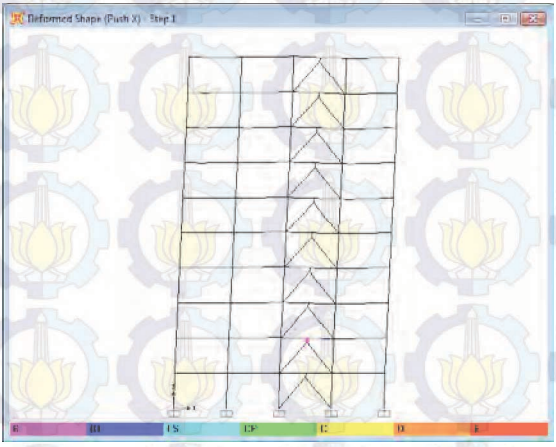
Pada step 1 akibat beban pushover arah x terjadi leleh pertama pada link lantai 4, step selanjutnya leleh juga terjadi pada link lantai 1-8 serta pada beberapa ujung balok diluar link. Pada step terakhir dapat dilihat bahwa terjadi sendi plastis pada link

lantai 1-9, ujung balok, bracing serta kolom terbawah. Hal serupa juga terjadi pada arah y. Pada gambar 8.9 menunjukan bahwa persebaran sendi plastis terjadi cukup merata, namun sayangnya kegagalan pada arah x terjadi pada bracing bukan pada link, sedangkan pada arah y kegagalan juga terjadi pada kolom terbawah. Hal tersebut menunjukan bahwa elemen bracing yang direncanakan memiliki kemampuan yang lebih kecil daripada link. Oleh sebab itu dalam perencanaan EBF Inverted V perlu dipastikan elemen balok, bracing serta kolom memiliki kapasitas yang lebih besar daripada link.

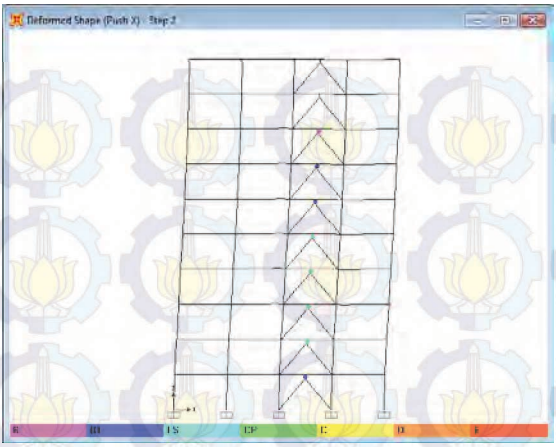
- EBF Inverted Y

Pada EBF Inverted Y baik pada arah x atau y hampir memiliki perilaku yang sama, pelelehan terjadi terlebih dahulu pada link, hal tersebut sesuai dangan gambar pada tiap step berikut :

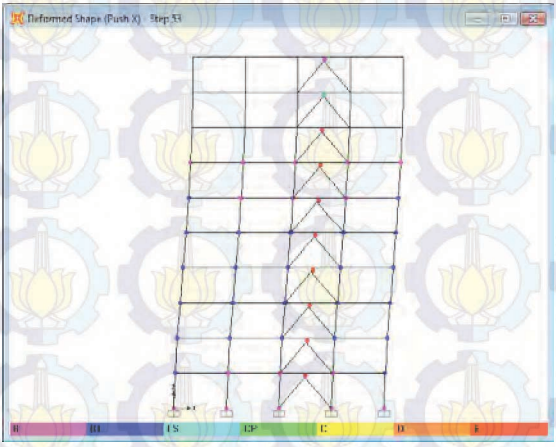
Arah x



Gambar 8. 13 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 1

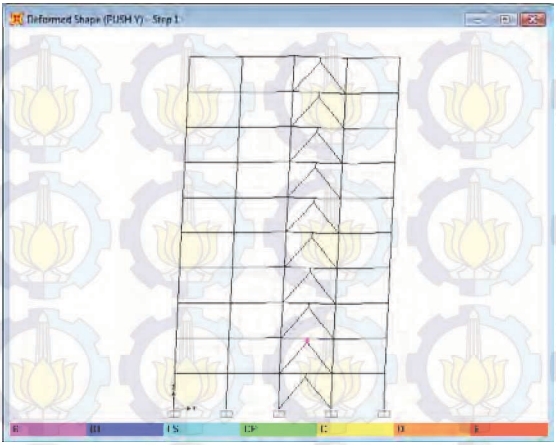


Gambar 8. 14 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step 2



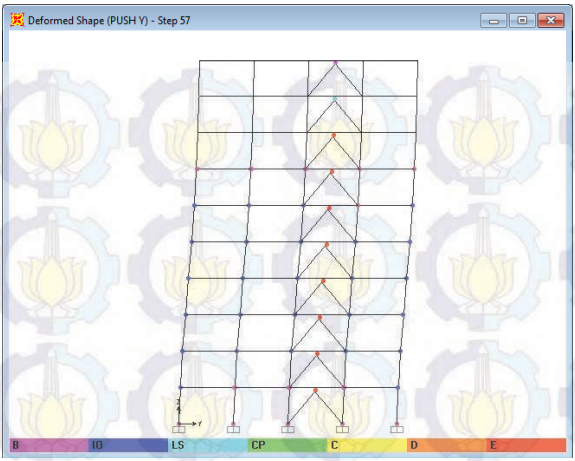
Gambar 8. 15 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah X pada Step Akhir

Arah y



Gambar 8. 16 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 1

Gambar 8. 17 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step 2



Gambar 8. 18 Deformasi pada EBF Inverted Y Akibat Beban Pushover Arah Y pada Step Akhir

Pada EBF Inverted Y baik pada arah x atau y hampir memiliki perilaku yang sama, pelelehan terjadi terlebih dahulu pada link lantai 2. Pada step selanjutnya sebagian besar pelelehan tersebar pada elemen link lantai 1-8, sedangkan pada step terakhir seluruh link mengalami pelelehan, persebaran pelelehan diluar link terjadi cukup merata karena selain link, pelelehan juga terjadi pada pada ujung-ujung balok lantai 1-7, sedangkan bracing dan kolom cukup stabil. Keruntuhan arah x maupun y terjadi pada elemen link lantai 1-8, hal tersebut sesuai dengan yang diharapkan karena keruntuhan terjadi pada link.

Dari segi mekanisme keruntuhan, EBF Inverted Y cukup bagus karena dengan ukuran balok, bracing dan kolom yang relatif sama dengan EBF Inverted V, kegagalan dapat dipastikan terjadi pada elemen link. Meskipun demikian, dari segi kekuatan, kekakuan, daktilitas dan tingkat kinerja EBF Inverted Y lebih rendah dibandingkan EBF Inverted V. Oleh karena itu perlu dipastikan link memiliki kestabilan dan kapasitas yang cukup sehingga dapat menerima deformasi yang cukup besar.

Dari gambar 8.1 dan 8.2 kurva pushover arah x maupun y EBF Inverted Y menunjukan perilaku struktur yang cukup berbeda dengan EBF Inverted V. Mengacu dari gambar kurva dan tabel pushover pada lampiran, setelah mengalami penurunan kekuatan pada step4-5 terjadi peningkatan kekuatan pada EBF Inverted Y, padahal pada tabel pushover ditunjukan bahwa terdapat 4 titik pada eemen lnk yang mengalami Collapse. Hal tersebut menunjukan bahwa meskipun telah terjadi kegagalan pada link, struktur EBF Inverted Y masih memiliki kekuatan yang cukup dimana struktur mampu mengalami deformasi yang cukup besar sebelum terjadi collapse pada struktur.

DAFTAR PUSTAKA

Aziz, Abdul. (2012). *Studi perilaku sistem rangka baja K-Split EBF (Eccentrically Braced Frames) terhadap beban gempa dengan analisa pushover*. Tugas Akhir. Universitas Indonesia : Jakarta.

Bruneau, M., Uang, C.M., dan Whittaker, A. 1998. **Ductile Design of Steel Structure**. Mcgraw-Hill International Edition.

Daryan, A.S., Bahrampoor, H., Ziaei, M., Golafshar, A., dan Assareh, A.M. 2008." Seismic Behavior of Vertical Shear Links made of Easy-Going Steel". **American J. of Engineering and Applied Science** 1 (4) : 368-377

Engelhardt, M.D. 2013. Basic Concept in Ductile Detailing of Steel Structure. Laporan penelitian. Universitas Texas : Austin.

Fehling, E., Pauli, W. and Bauwkamp, J.C. 1992, "Use of Vertical Shear Link in Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering, 10th World conference, Rotterdam. 4475-4479.

Jouybray, Y.M., dan Nikgalhb, A.A. 2012. "Assement of The Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frame with Vertical and Horizontal Link Made of Easy-Going Steel and Constructional Steel". **Research Journal of Applied Science, Engineering and Technology** 4 (11) : 1590-1594

Musmar, M.A.2012."Effect of Link on Eccentrically Braced Frames". **Journal of Engineering science Asciut University**, Vol 40, No:135-43

Perera, R., Gomez, S., dan Alarcon, E. 2004. "Experimental and Analytical Study of Masonry Infill Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Steel Braces". **J. Struct. Eng.** 130 : 2032-2039

Popov, E.P, Kasai, K., dan Engelhardt, M.D. 1986. "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames". Buletin of The

New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 20, No. 1 : 22-29

Popov, E.P, dan Engelhardt, M.D. 1988. "Seismic Eccentrically Braced Frames". **J. Construct. Steel Research.** 10 : 321-354

Shayanfar, M.A., Barkhordari, M.A., Dan Rezaelan, A.R. 2011. "Experimental Study of Cyclic Behavior of Composite Vertical Shear Link in Eccentrically Braced Frames". **Steel And Composite Structure**, Vol. 12, No. 1 : 13-29

BAB IX
KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 Kesimpulan

Dari hasil analisa pushover dapat disimpulkan :

1. Kekuatan EBF Inverted V pada arah x (32,21%) dan pada arah y (22,78%) relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Hal tersebut dikarenakan kestabilan link horizontal lebih bagus daripada link vertikal, sehingga EBF Inverted V mampu mencapai Vult lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y.

2. Dari segi kekakuan, EBF Inverted V dan EBF Inverted Y memiliki kekakuan yang hampir sama, EBF Inverted V pada arah x (7,8%) dan pada arah y (8,8%) relatif lebih kaku dibandingkan EBF Inverted Y. Kekakuan struktur EBF Inverted V dan Y pada saat kondisi elastis relatif sama,dimana pada kedua struktur leleh pertama sama sama terjadi pada link dengan kemampuan deformasi yang hampir sama.

3. Nilai daktilitas EBF Inverted V pada arah x sebesar (6,72%) dan pada arah y (46,9%) relatif lebih besar dibandingkan EBF Inverted Y. Perilaku pasca leleh dari kedua struktur sangat berbeda, setelah mengalami leleh pertama EBF Inverted V masih mampu mengalami deformasi yang cukup besar dan peningkatan kekuatan yang signifikan, sedangkan pada EBF Inverted Y setelah terjadi penurunan kekuatan pada struktur,perpindahan yang terjadi tidak begitu besar, karena kemampuan deformasi link vertikal sudah menurun karena telah mengalami collapse terlebih dahulu.

4. Hasil evaluasi kinerja struktur EBF Inverted V menunjukan kinerja lebih baik. Pada arah x maupun y

EBF Inverted V menunjukan level kinerja B, sedangkan model EBF Inverted Y pada kedua arahnya menunjukan level kinerja LS.

5. Sendi plastis yang terjadi pada EBF Inverted V menyebar pada hampir seluruh balok dan link serta beberapa bracing dan kolom, tetapi keruntuhan terjadi pada elemen diluar link. Sedangkan pada EBF Inverted Y sendi plastis tersebar pada seluruh link dan pada beberapa ujung balok sedangkan bracing dan kolom cukup stabil. Keruntuhan terkontrol terjadi pada link. Pada EBF Inverted perlu dipastikan elemen diluar link memiliki kekuatan lebih besar dibanding link, sedangkan EBF Inverted Y keruntuhan terjadi pada link namun kekuatan, kekakuan dan daktilitasnya lebih rendah. Oleh karena itu perlu dipastikan link memiliki kestabilan dan kapasitas yang cukup sehingga dapat menerima deformasi yang cukup besar.

9.2 Saran

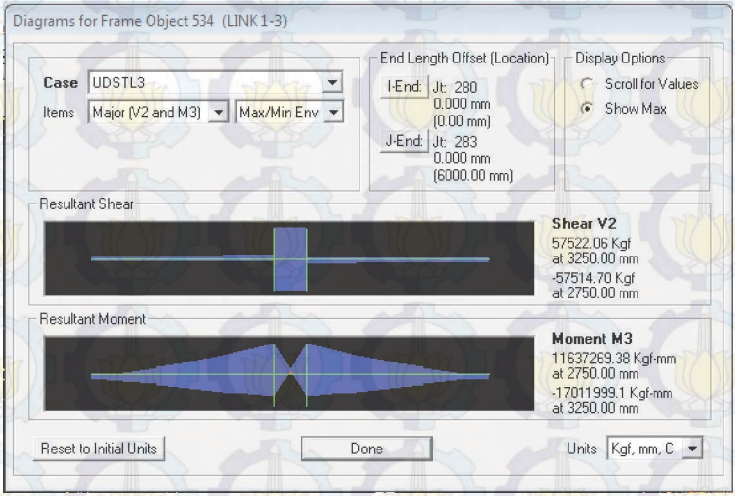
1. Perlu dilakukan analisa lebih detail dengan finite elemen program atau dengan eksperimental.
2. Untuk sistem EBF Inverted V perlu dipastikan elemen diluar link memiliki kekuatan yang lebih besar dibanding kekuatan link.
3. Untuk sistem EBF Inverted Y perlu dipastikan link memiliki kestabilan dan kapasitas yang cukup.
4. Pada penelitian selanjutnya, panjang gedung arah x dan y harap dibedakan dimana kekakuan pada 2 arahnya berbeda sehingga hasil analisa lebih akurat.

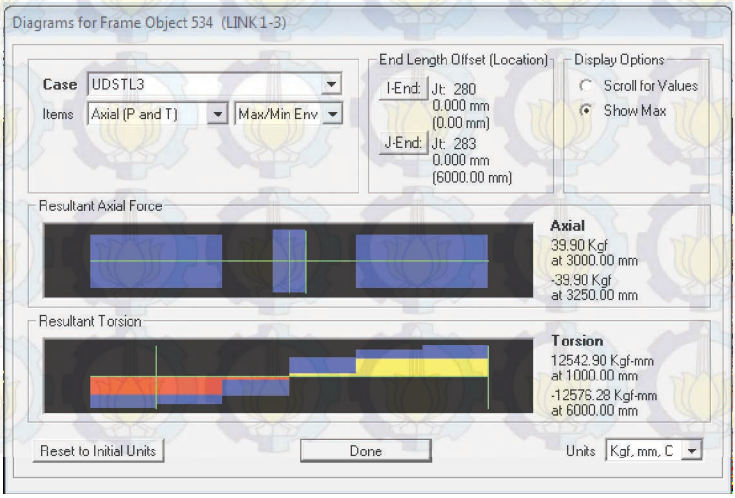
Lampiran 1 : Output Gaya Dalam SAP

Gaya Dalam Frame Yang Ditinjau Pada Struktur EBF Inverted V :

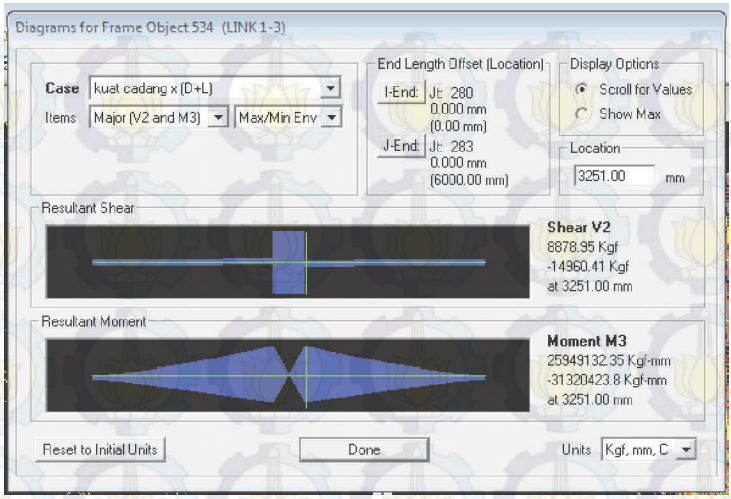
1. Untuk Kontrol Struktur Utama:

Link

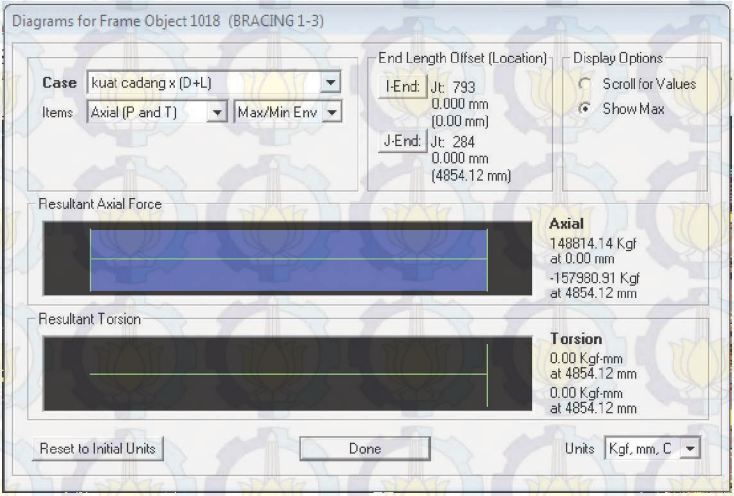




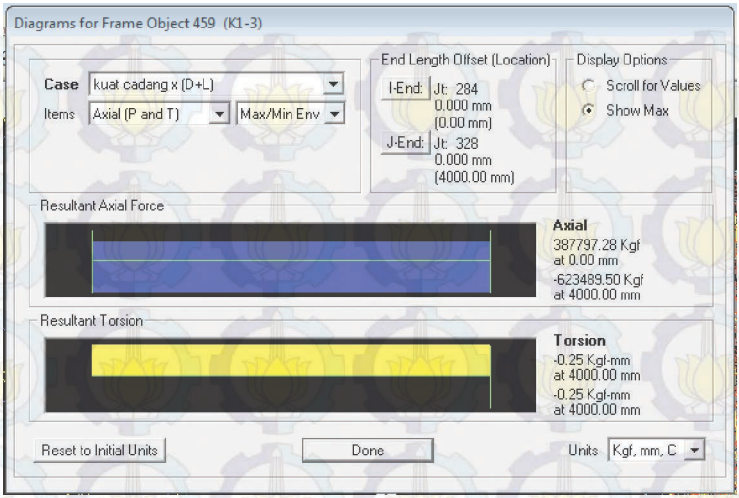
Balok Diluar Link

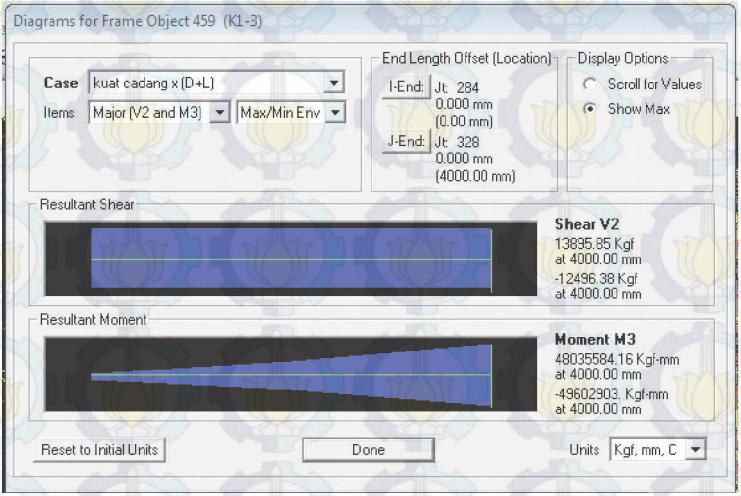


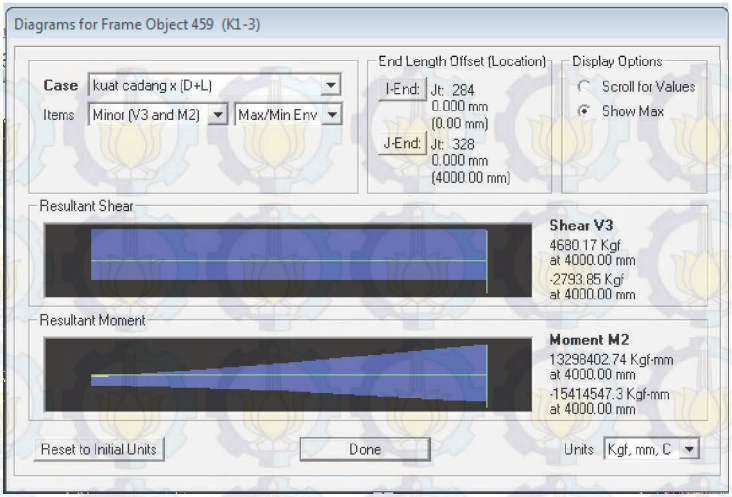
Bracing



Kolom

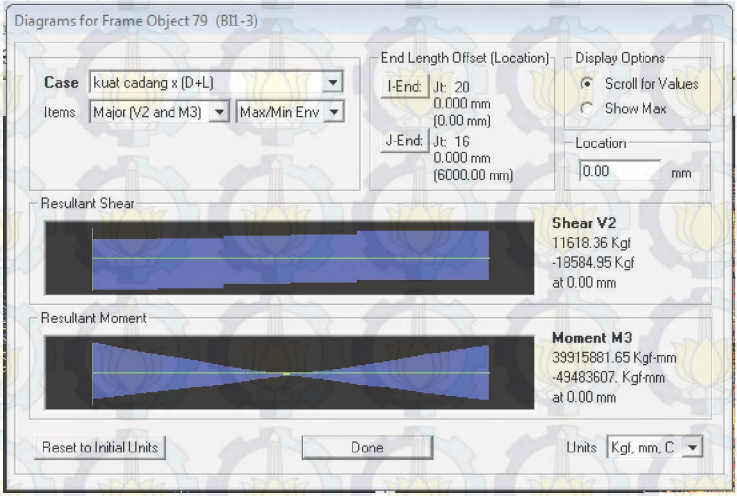

Diagrams for Frame Object 459 (K1-3)
Case kuat cadang x (D+L)
Items Axial (P and T)
Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt 284
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt 328
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Axial Force
Axial
387797.28 Kgf
at 0.00 mm
-623489.50 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Torsion
Torsion
-0.25 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-0.25 Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C


Diagrams for Frame Object 459 (K1-3)
Case kuat cadang x (D+L)
Items Major (V2 and M3)
Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt 284
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt 328
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Shear
Shear V2
13895.85 Kgf
at 4000.00 mm
-12496.38 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Moment
Moment M3
48035584.16 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-49602903. Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C

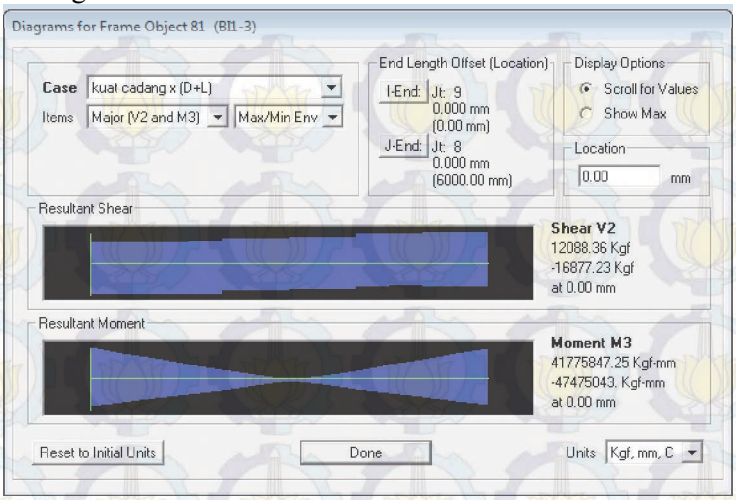


2. Untuk Perencanaan Sambungan

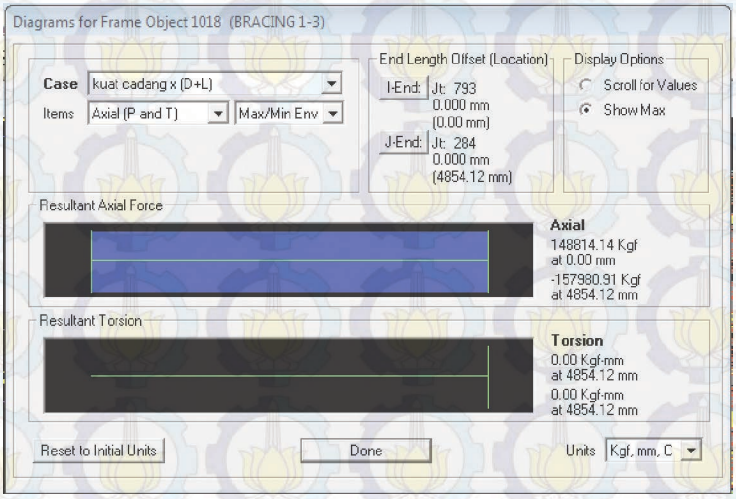
Sambungan Balok Kolom Eksterior



Sambungan Balok Kolom Interior



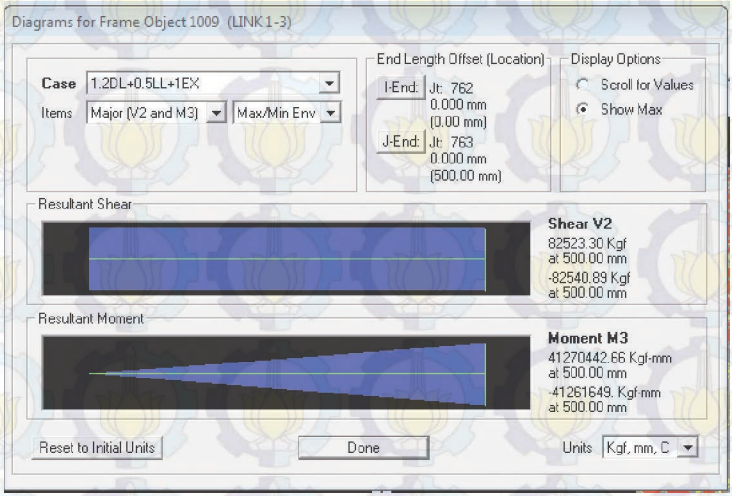
Sambungan Bracing

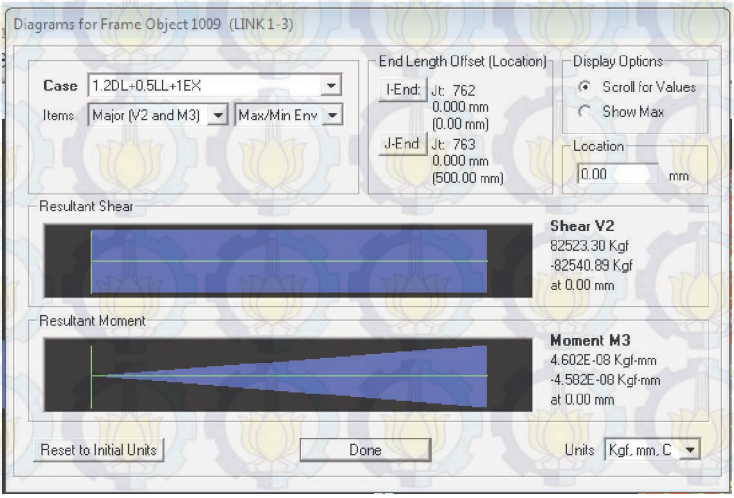


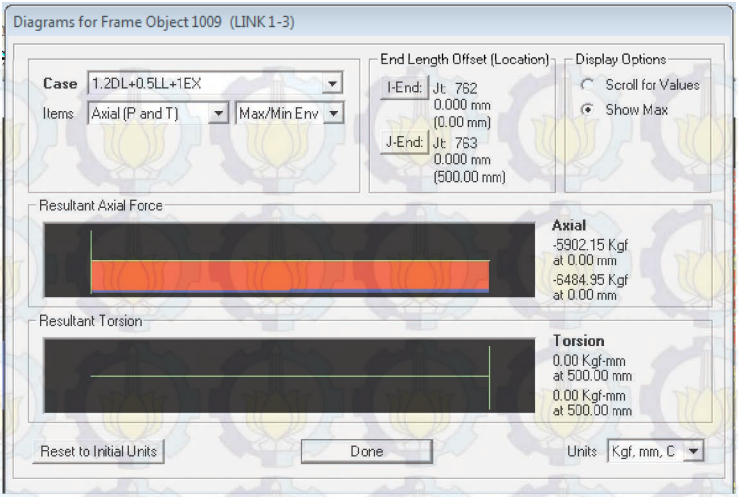
Gaya Dalam Frame Yang Ditinjau Pada Struktur EBF Inverted Y :

1. Untuk Kontrol Struktur Utama:

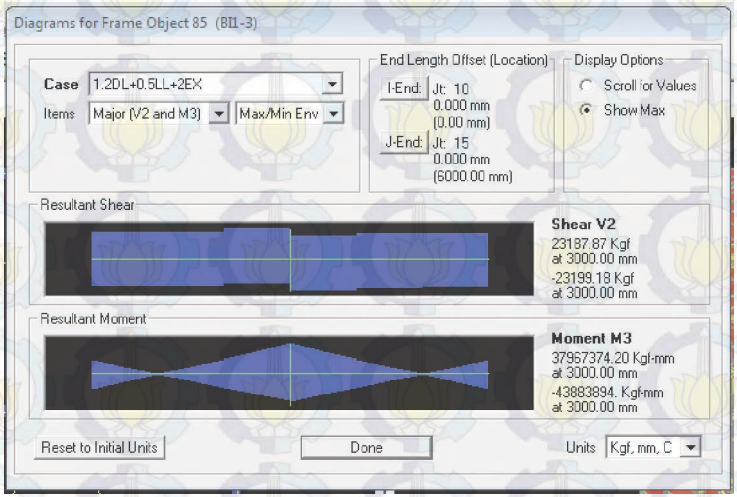
Link



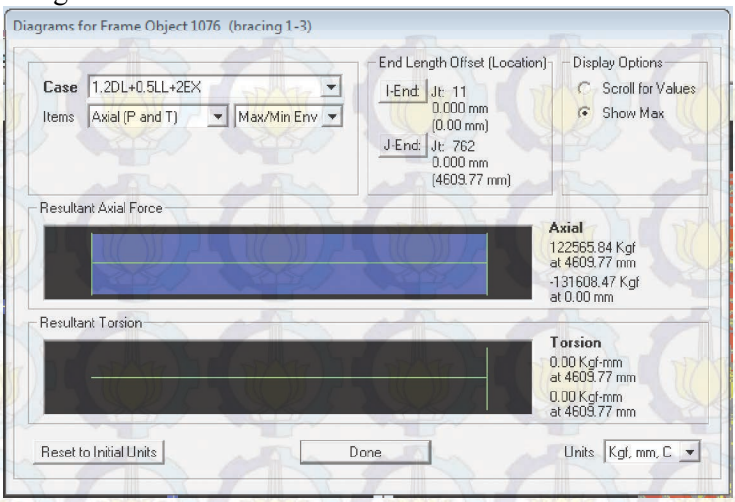




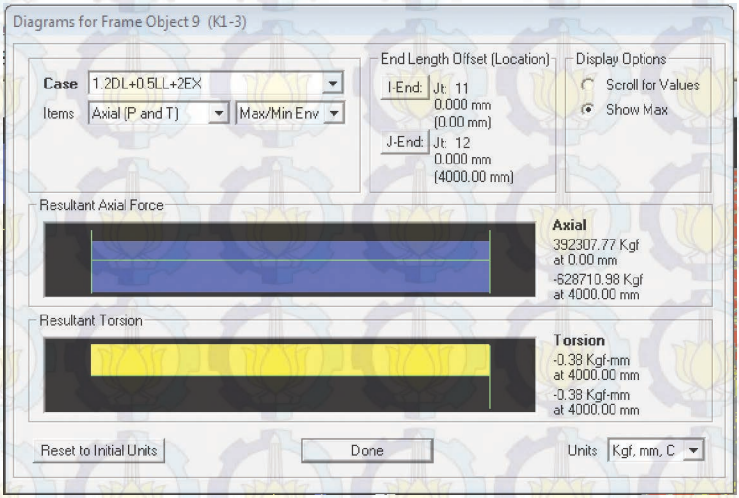
Balok Diluar Link

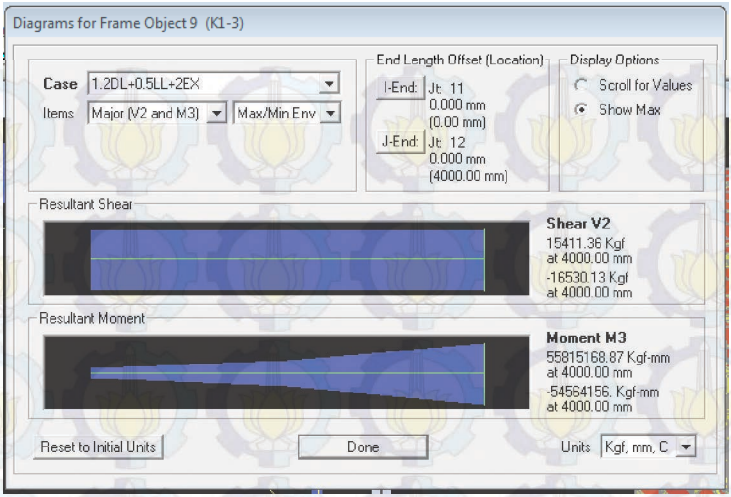


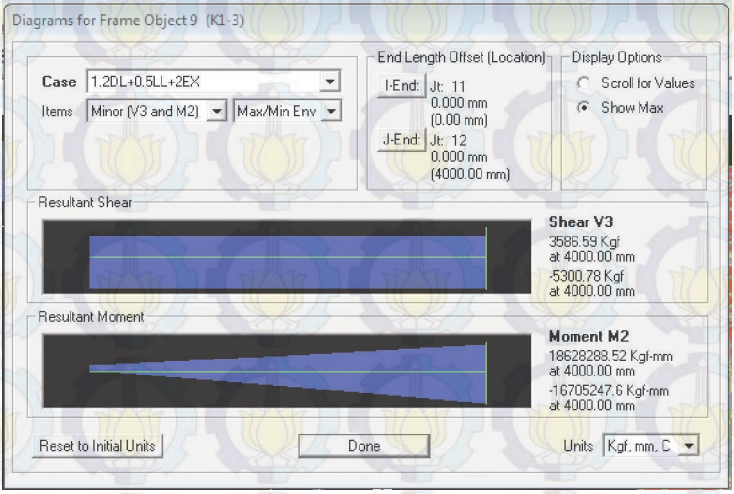
Bracing



Kolom

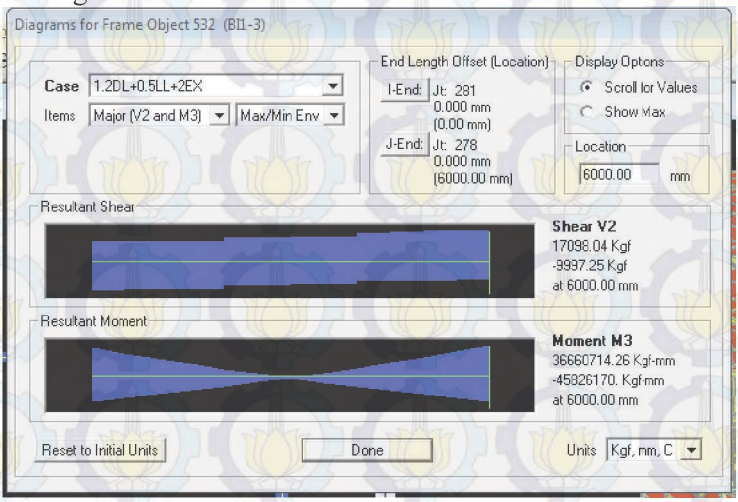



Diagrams for Frame Object 9 (K1-3)
Case 1.2DL+0.5LL+2EX
Items Major (V2 and M3) Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 11
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt: 12
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Shear
Shear V2
15411.36 Kgf
at 4000.00 mm
-16530.13 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Moment
Moment M3
55815168.87 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-54564156. Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C

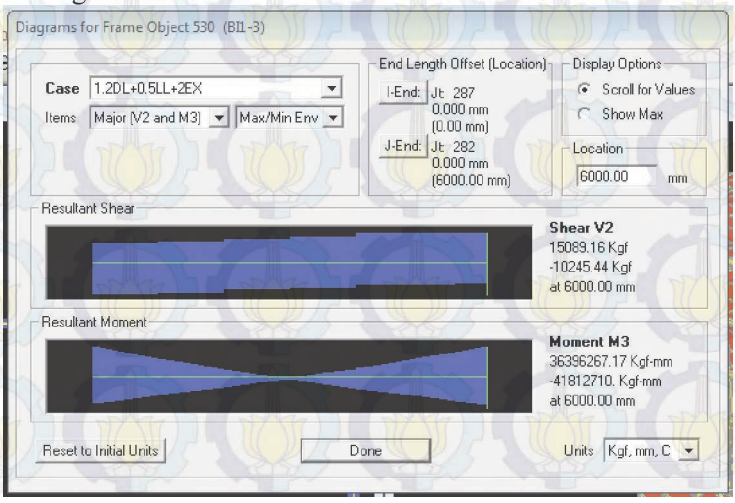

Diagrams for Frame Object 9 (K1-3)
Case 1.2DL+0.5LL+2EX
Items Minor (V3 and M2) Max/Min Env
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 11
0.000 mm
(0.00 mm)
J-End: Jt: 12
0.000 mm
(4000.00 mm)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Resultant Shear
Shear V3
3585.59 Kgf
at 4000.00 mm
-5300.78 Kgf
at 4000.00 mm
Resultant Moment
Moment M2
18628288.52 Kgf-mm
at 4000.00 mm
-16705247.6 Kgf-mm
at 4000.00 mm
Reset to Initial Units
Done
Units Kgf, mm, C

2. Untuk Perencanaan Sambungan

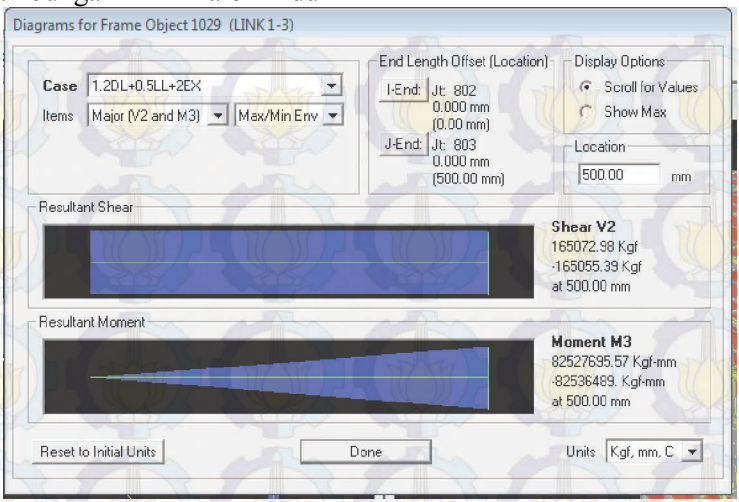
Sambungan Balok Kolom Eksterior



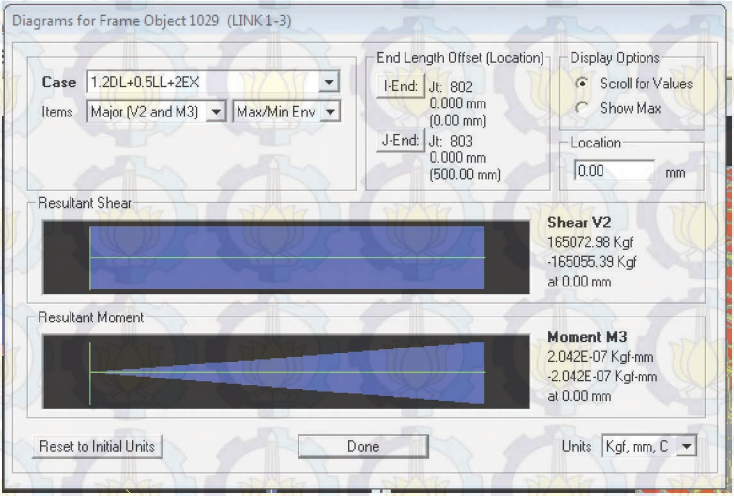
Sambungan Balok Kolom Interior



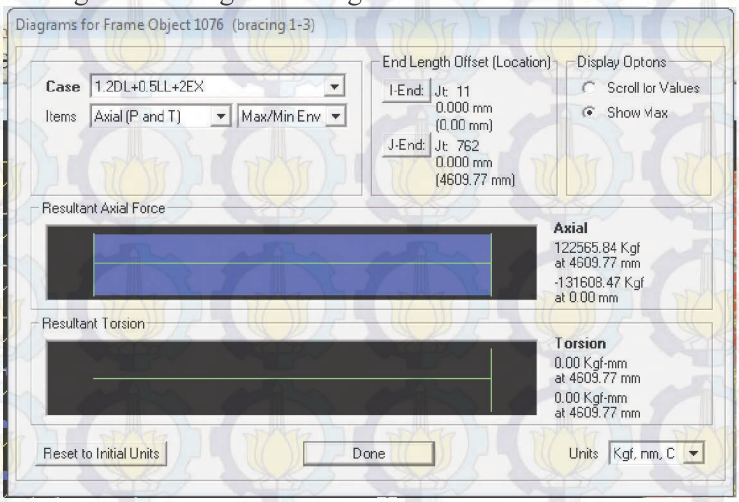
Sambungan Link-Balok Induk



Sambungan Link dengan profil T



Sambungan Sambungan Bracing Gusset Plate



Lampiran 2 : Parameter Pushover : C_0, C_m dan C_1

Table 3-1 Values for Effective Mass Factor C_m[1]

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrikc Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. Cm shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second

Table 3-2 Values for Modification Factor C_0[1]

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

Table 3-3 Values for Modification Factor C_2

Structural Performance Level	$T \leq 0.1$ second[3]		$T > T_S$ second[3]	
	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, 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

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

Lampiran 3 :
Kurva Pushover EBF Inverted V

TABLE: Pushover Curve - PUSH X												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	3.265E-07	0	0.00	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	97.176	841205.5	0.27	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	260.285	1851104	0.60	1473	27	0	0	0	0	0	0	1500
3	347.024	2215002	0.72	1333	167	0	0	0	0	0	0	1500
4	546.193	2649245	0.86	1241	143	116	0	0	0	0	0	1500
5	728.261	2925074	0.95	1187	102	211	0	0	0	0	0	1500
6	840.204	3074515	1.00	1165	81	252	0	0	2	0	0	1500
7	840.220	2908186	0.95	1161	81	256	0	0	0	2	0	1500
8	852.813	2949374	0.96	1161	79	258	0	0	0	2	0	1500
9	877.131	2994709	0.97	1159	80	258	0	0	1	2	0	1500
10	877.147	2814358	0.92	1155	78	263	0	0	0	4	0	1500
11	884.962	2845893	0.93	1155	78	263	0	0	0	3	1	1500
12	884.978	2827548	0.92	1155	78	263	0	0	0	3	1	1500
13	887.828	2837756	0.92	1155	78	263	0	0	0	2	2	1500
14	887.844	2820187	0.92	1155	77	264	0	0	0	2	2	1500
15	891.511	2834425	0.92	1155	77	264	0	0	0	2	2	1500
	V max	3074515										

TABLE: Pushover Curve - PUSH Y												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	0	0	0.000	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	97.921	847746.4	0.264	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	259.187	1807281	0.562	1473	27	0	0	0	0	0	0	1500
3	329.996	2096073	0.652	1352	148	0	0	0	0	0	0	1500
4	520.999	2454090	0.763	1243	161	96	0	0	0	0	0	1500
5	684.596	2672313	0.831	1199	113	188	0	0	0	0	0	1500
6	875.449	2877754	0.895	1184	71	245	0	0	0	0	0	1500
7	1045.024	3054009	0.949	1164	61	273	2	0	0	0	0	1500
8	1193.314	3201732	0.995	1155	52	268	24	0	1	0	0	1500
9	1193.330	3159878	0.982	1155	52	268	23	0	0	2	0	1500
10	1197.516	3175169	0.987	1155	52	268	23	0	0	2	0	1500
11	1204.564	3188783	0.991	1155	52	268	23	0	0	2	0	1500
12	1226.912	3211764	0.999	1155	52	267	23	0	1	2	0	1500
13	1226.928	3060567	0.952	1154	53	266	23	0	0	4	0	1500
14	1269.632	3185738	0.990	1151	54	268	23	0	0	4	0	1500
15	1276.542	3197352	0.994	1150	55	268	23	0	0	4	0	1500
16	1296.128	3216490	1.000	1148	53	272	23	0	0	3	1	1500
17	1225.223	2603728	0.809	1147	54	272	23	0	0	3	1	1500
	V max	3216490										

Kurva Pushover EBF Inverted Y

TABLE: Pushover Curve - PUSH X												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	0	0	0.000	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	86.249	692399.9	0.311	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	299.457	1878116	0.842	1483	3	6	8	0	0	0	0	1500
3	343.682	2079102	0.932	1455	29	6	6	0	4	0	0	1500
4	346.073	2081266	0.933	1447	37	6	4	0	6	0	0	1500
5	348.113	2076268	0.931	1437	47	6	3	0	7	0	0	1500
6	349.555	2069542	0.928	1425	59	6	2	0	8	0	0	1500
7	359.303	1975604	0.886	1389	95	6	2	0	6	0	2	1500
8	360.264	1960908	0.879	1385	99	6	2	0	5	1	2	1500
9	360.264	1960908	0.879	1385	99	6	2	0	5	0	3	1500
10	360.422	1958236	0.878	1384	100	6	2	0	4	1	3	1500
11	360.422	1958236	0.878	1384	100	6	2	0	4	0	4	1500
12	360.891	1950177	0.875	1384	100	6	2	0	4	0	4	1500
13	361.196	1946909	0.873	1382	102	6	2	0	4	0	4	1500
14	362.688	1935331	0.868	1376	108	6	2	0	4	0	4	1500
15	362.879	1934841	0.868	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
16	370.488	1938468	0.869	1365	119	6	2	0	4	0	4	1500
17	381.169	1941038	0.871	1355	129	4	4	0	4	0	4	1500
18	383.167	1941114	0.871	1351	133	4	4	0	3	1	4	1500

19	383.167	1941114	0.871	1351	133	4	4	0	3	0	5	1500
20	383.712	1941021	0.871	1351	133	4	4	0	2	1	5	1500
21	383.712	1941021	0.871	1351	133	4	4	0	2	0	6	1500
22	387.657	1940302	0.870	1349	135	4	4	0	1	1	6	1500
23	387.657	1940302	0.870	1349	135	4	4	0	1	0	7	1500
24	389.290	1939830	0.870	1349	135	4	4	0	0	1	7	1500
25	389.290	1939830	0.870	1349	135	4	4	0	0	0	8	1500
26	393.194	1938510	0.869	1348	136	4	4	0	0	0	8	1500
27	394.641	1938813	0.870	1347	137	4	4	0	0	0	8	1500
28	395.511	1939261	0.870	1347	137	4	4	0	0	0	8	1500
29	414.477	1978012	0.887	1333	151	4	2	0	2	0	8	1500
30	449.088	2013525	0.903	1303	176	7	4	0	2	0	8	1500
31	462.457	2017843	0.905	1296	182	8	4	0	0	2	8	1500
32	462.457	2017843	0.905	1296	182	8	4	0	0	0	10	1500
33	463.732	2017846	0.905	1293	185	8	4	0	0	0	10	1500
34	466.262	2017793	0.905	1292	185	9	2	0	2	0	10	1500
35	467.694	2013259	0.903	1292	185	9	2	0	2	0	10	1500
36	468.148	2013412	0.903	1292	185	9	2	0	2	0	10	1500
37	528.472	2073880	0.930	1247	180	57	4	0	2	0	10	1500
38	534.798	2076577	0.931	1245	176	63	4	0	0	2	10	1500
39	534.798	2076577	0.931	1245	176	63	4	0	0	0	12	1500
40	544.185	2079586	0.933	1235	182	67	4	0	0	0	12	1500
41	627.829	2170195	0.973	1218	118	148	2	0	2	0	12	1500

42	648.875	2183177	0.979	1203	121	160	2	0	2	0	12	1500
43	681.093	2192010	0.983	1200	117	167	2	0	1	1	12	1500
44	681.093	2192010	0.983	1200	117	167	2	0	1	0	13	1500
45	683.054	2192549	0.983	1200	117	167	2	0	0	1	13	1500
46	683.054	2192549	0.983	1200	117	167	2	0	0	0	14	1500
47	690.379	2194391	0.984	1200	117	166	3	0	0	0	14	1500
48	728.525	2229643	1.000	1178	125	179	2	0	2	0	14	1500
49	731.372	2228890	1.000	1173	130	179	2	0	2	0	14	1500
50	739.760	2158717	0.968	1173	125	184	2	0	0	2	14	1500
51	739.760	2158717	0.968	1173	125	184	2	0	0	0	16	1500
52	741.352	2143884	0.962	1173	123	186	2	0	0	0	16	1500
53	741.424	2143878	0.962	1173	123	186	2	0	0	0	16	1500
	V max	2229643										

TABLE: Pushover Curve - PUSH Y												
Step	Displacement	BaseForce	%(Vi/Vmax)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	mm	Kgf										
0	2.22E-06	0	0.000	1500	0	0	0	0	0	0	0	1500
1	88.647	705275.5	0.319	1498	2	0	0	0	0	0	0	1500
2	301.657	1885447	0.852	1483	3	6	8	0	0	0	0	1500
3	344.896	2082133	0.941	1451	33	6	6	0	4	0	0	1500
4	347.498	2082633	0.941	1448	36	6	4	0	6	0	0	1500
5	349.898	2074252	0.937	1433	51	6	3	0	7	0	0	1500
6	357.132	2001410	0.904	1393	91	6	2	0	8	0	0	1500
7	358.567	1979602	0.894	1390	94	6	2	0	7	1	0	1500
8	358.567	1979602	0.894	1390	94	6	2	0	7	0	1	1500
9	358.762	1976345	0.893	1389	95	6	2	0	6	1	1	1500
10	358.762	1976345	0.893	1389	95	6	2	0	6	0	2	1500
11	359.729	1959261	0.885	1380	104	6	2	0	5	1	2	1500
12	359.729	1959261	0.885	1380	104	6	2	0	5	0	3	1500
13	359.818	1957292	0.884	1378	106	6	2	0	4	1	3	1500
14	359.818	1957292	0.884	1378	106	6	2	0	4	0	4	1500
15	360.772	1936305	0.875	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
16	361.470	1928730	0.871	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
17	361.555	1928458	0.871	1375	109	6	2	0	4	0	4	1500
18	365.019	1929629	0.872	1368	116	6	2	0	4	0	4	1500
19	369.273	1930547	0.872	1365	119	6	2	0	4	0	4	1500

20	373.364	1930962	0.872	1362	122	6	2	0	4	0	4	1500
21	378.214	1931193	0.872	1361	123	6	2	0	4	0	4	1500
22	380.600	1931268	0.873	1358	126	4	4	0	4	0	4	1500
23	382.547	1931115	0.872	1356	128	4	4	0	2	2	4	1500
24	382.547	1931115	0.872	1356	128	4	4	0	2	0	6	1500
25	387.889	1929802	0.872	1350	134	4	4	0	1	1	6	1500
26	387.889	1929802	0.872	1350	134	4	4	0	1	0	7	1500
27	388.643	1929573	0.872	1350	134	4	4	0	0	1	7	1500
28	388.643	1929573	0.872	1350	134	4	4	0	0	0	8	1500
29	392.584	1928337	0.871	1349	135	4	4	0	0	0	8	1500
30	392.722	1928370	0.871	1348	136	4	4	0	0	0	8	1500
31	395.830	1930219	0.872	1348	136	4	4	0	0	0	8	1500
32	418.176	1975379	0.892	1327	157	4	2	0	2	0	8	1500
33	448.695	2001366	0.904	1306	172	8	4	0	2	0	8	1500
34	450.239	2002103	0.905	1304	174	8	4	0	2	0	8	1500
35	453.581	2003143	0.905	1301	177	8	4	0	2	0	8	1500
36	462.631	2004453	0.906	1299	178	9	4	0	0	2	8	1500
37	462.631	2004453	0.906	1299	178	9	4	0	0	0	10	1500
38	463.914	2004428	0.906	1298	179	9	4	0	0	0	10	1500
39	465.157	2004320	0.906	1297	180	9	4	0	0	0	10	1500
40	469.096	2003772	0.905	1296	181	9	2	0	2	0	10	1500
41	521.639	2053595	0.928	1256	170	58	4	0	2	0	10	1500
42	529.950	2058237	0.930	1247	172	65	4	0	2	0	10	1500

43	536.062	2060217	0.931	1242	171	71	4	0	0	2	10	1500
44	536.062	2060217	0.931	1242	171	71	4	0	0	0	12	1500
45	544.687	2062109	0.932	1233	176	75	4	0	0	0	12	1500
46	635.561	2154945	0.974	1214	114	156	2	0	2	0	12	1500
47	652.718	2162352	0.977	1200	122	162	2	0	2	0	12	1500
48	683.705	2166174	0.979	1200	117	167	2	0	0	2	12	1500
49	683.705	2166174	0.979	1200	117	167	2	0	0	0	14	1500
50	685.214	2166273	0.979	1200	117	167	2	0	0	0	14	1500
51	690.900	2166244	0.979	1200	116	168	2	0	0	0	14	1500
52	744.918	2213403	1.000	1179	117	186	2	0	2	0	14	1500
53	746.626	2212603	1.000	1174	122	186	2	0	2	0	14	1500
54	753.674	2136255	0.965	1174	115	193	2	0	0	2	14	1500
55	753.674	2136255	0.965	1174	115	193	2	0	0	0	16	1500
56	754.969	2120720	0.958	1174	112	196	2	0	0	0	16	1500
57	755.049	2120711	0.958	1174	112	196	2	0	0	0	16	1500
	v max	2213403										

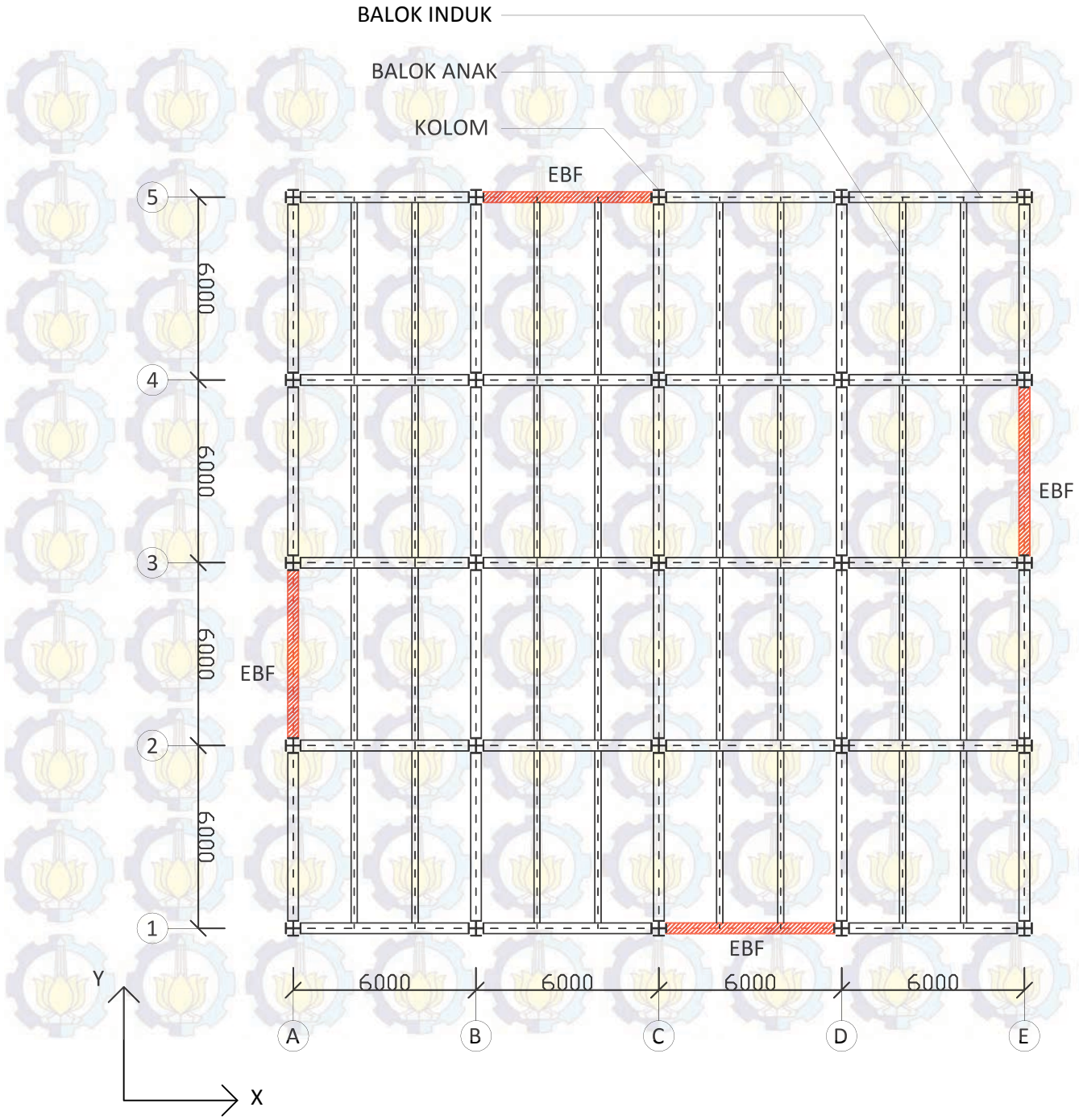
NB :

: Menunjukan kondisi ultimate.

Lampiran 4 :

Nilai Parameter Dari Idealisasi Kurva Pushover Bilinier

Struktur		Ti	Vy	Ki
EBF Inverted V	Arah x	0.8676	1134741	8656.549
	Arah y	0.8676	1136320	8657.469
EBF Inverted Y	Arah x	0.9029	1177801	8027.906
	Arah y	0.9087	1967350	7955.968



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

NAMA GAMBAR

DENAH

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
01	09

SKALA

1:200

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

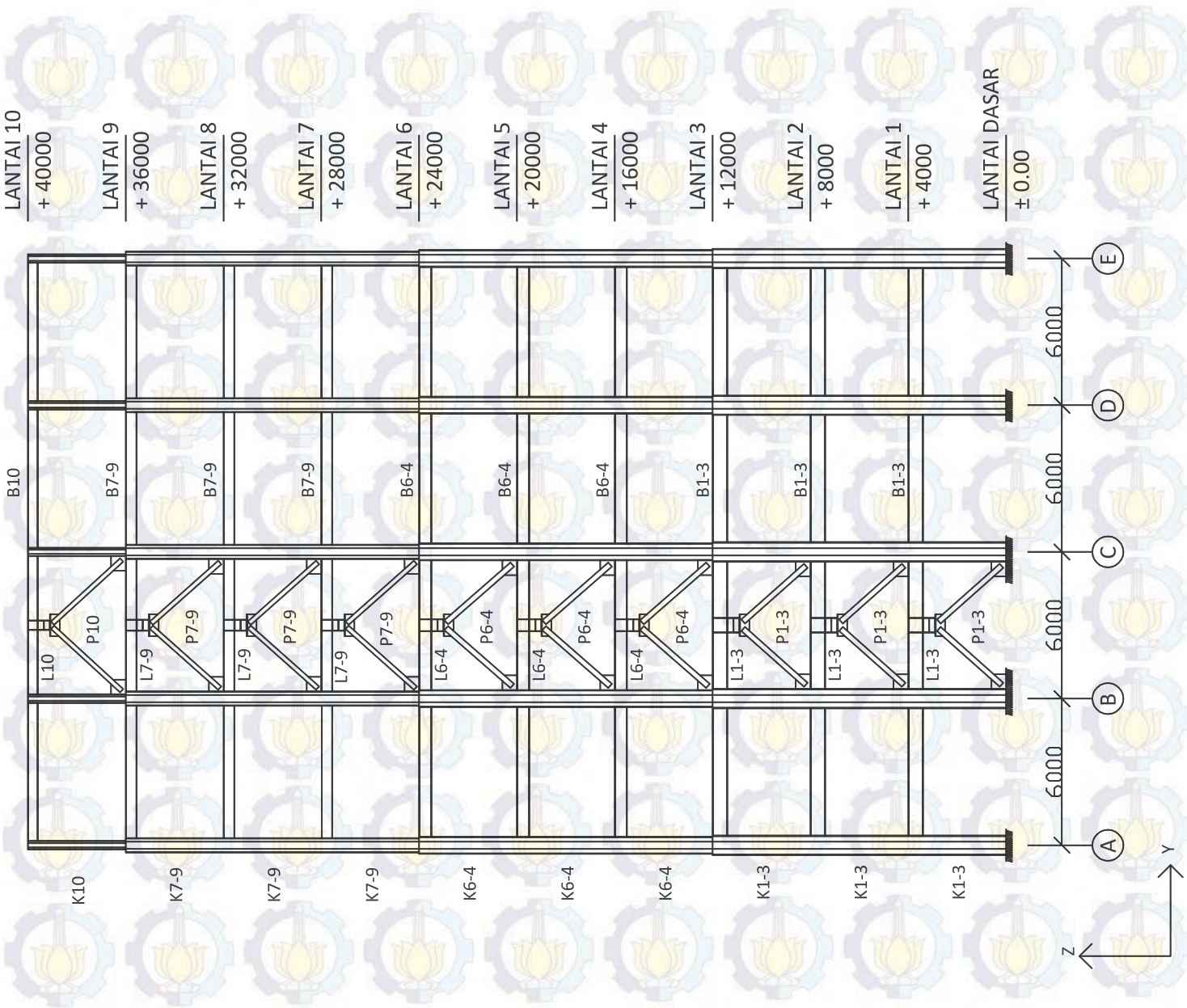
NAMA GAMBAR

TAMPAK DEPAN STRUKTUR EBF INVERTED V (X=0)

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
02	09

SKALA

1:250



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

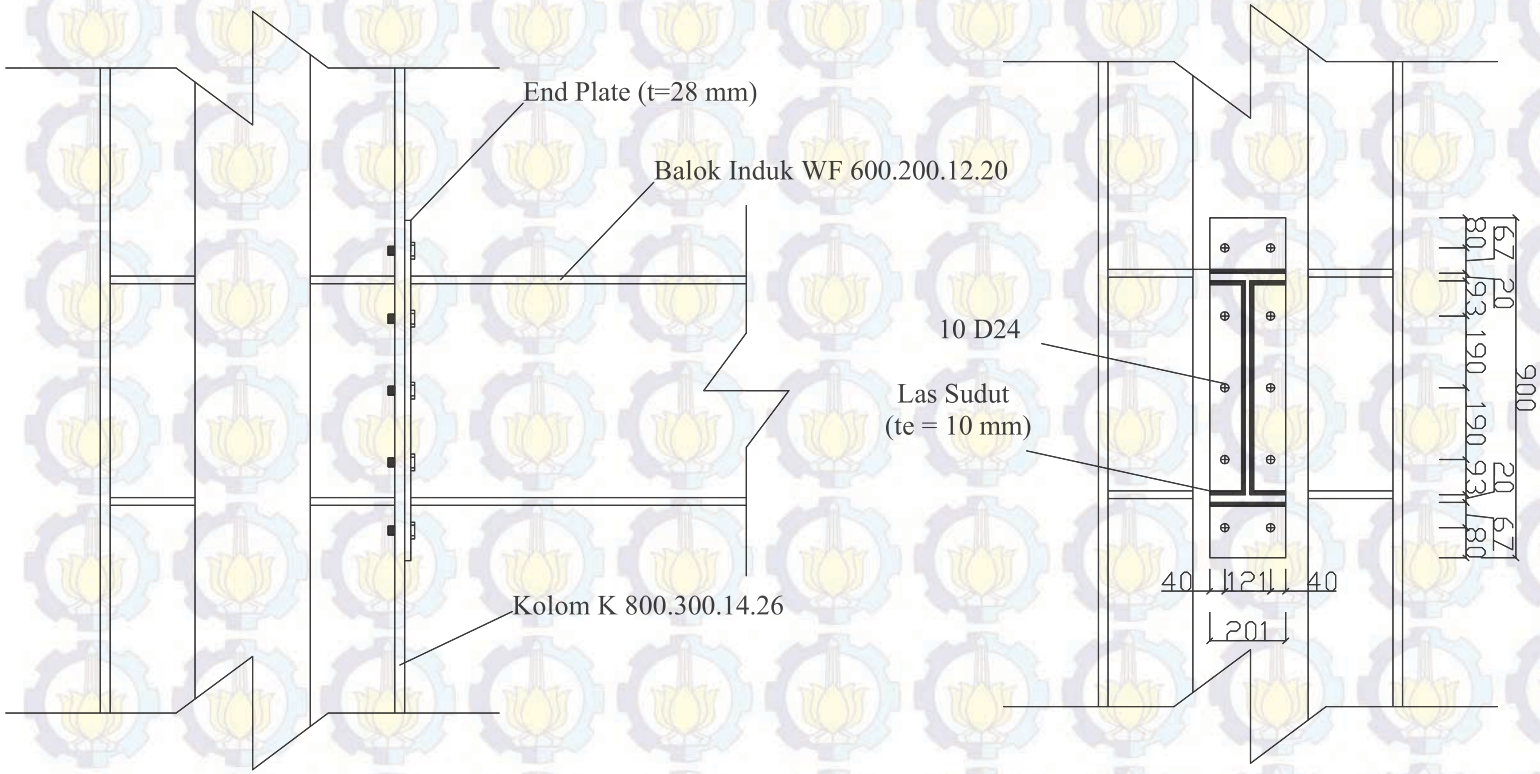
NAMA GAMBAR

TAMPAK DEPAN STRUKTUR EBF INVERTED Y (X=0)

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
03	09

SKALA

1:250



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

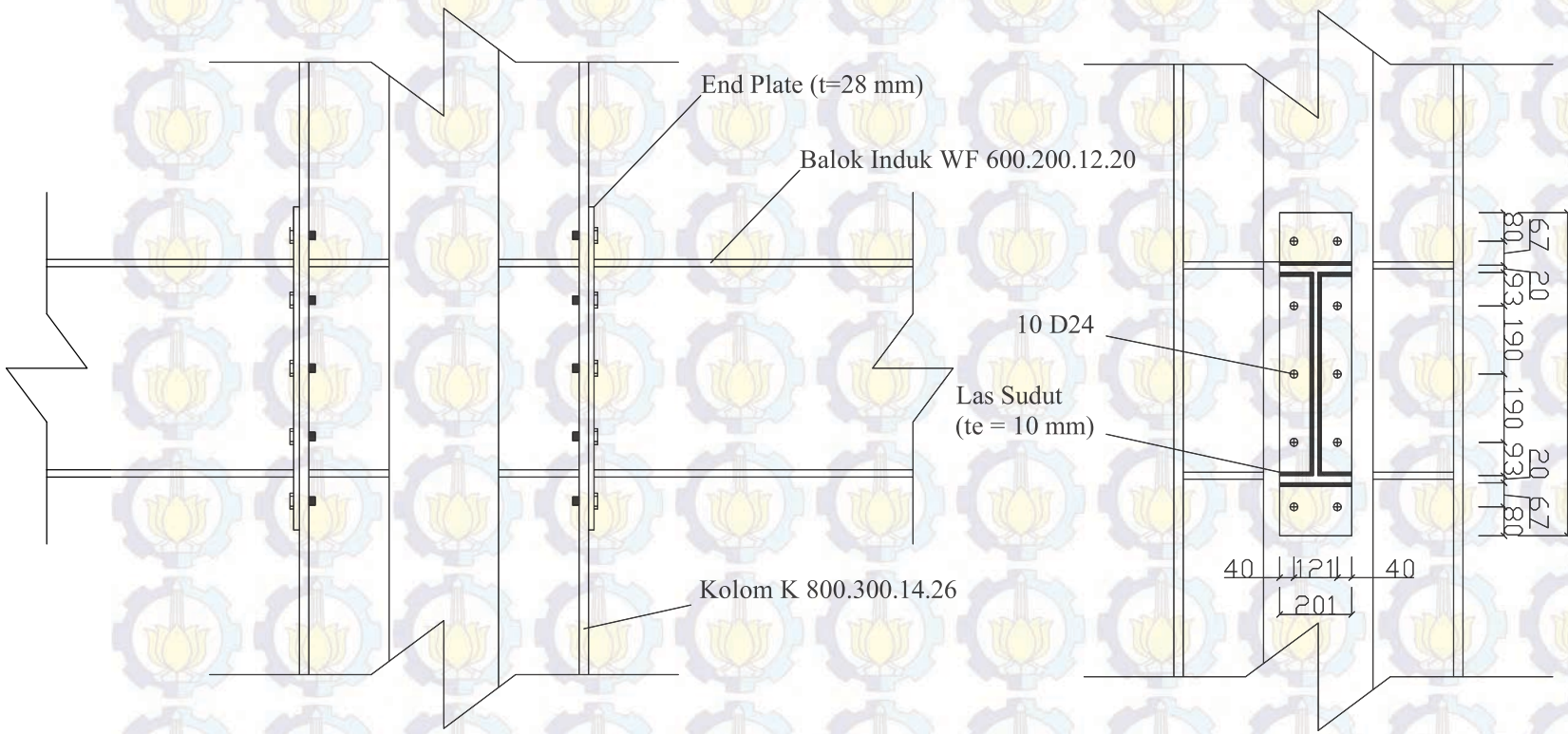
NAMA GAMBAR

SAMBUNGA BALOK KOLOM EKSTERIOR EBF INVERTED V

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
04	09

SKALA

1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

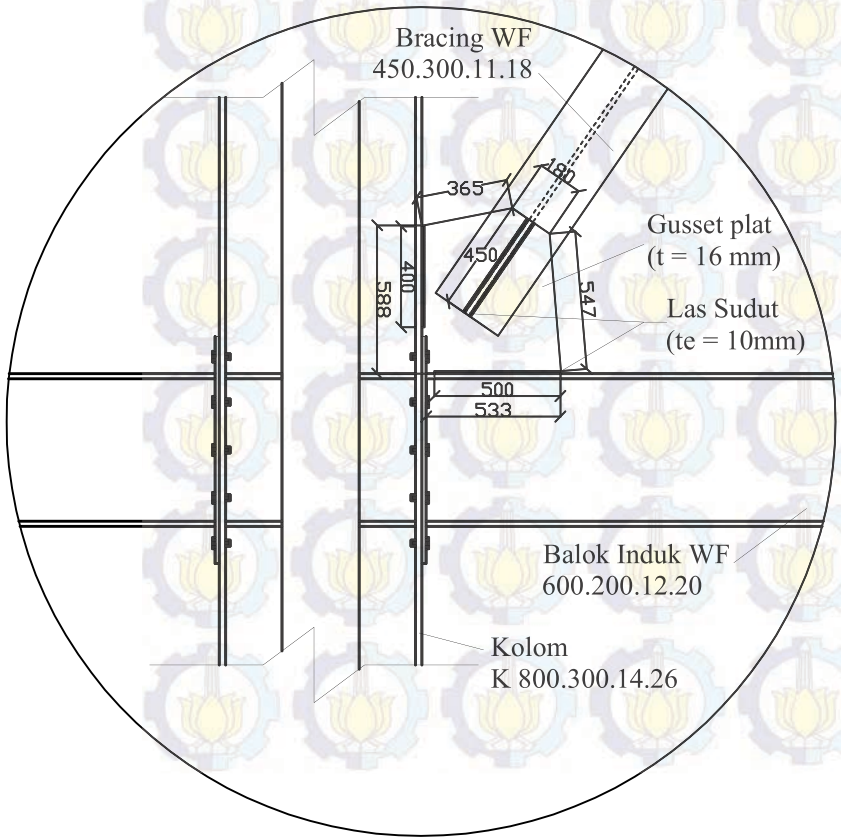
NAMA GAMBAR

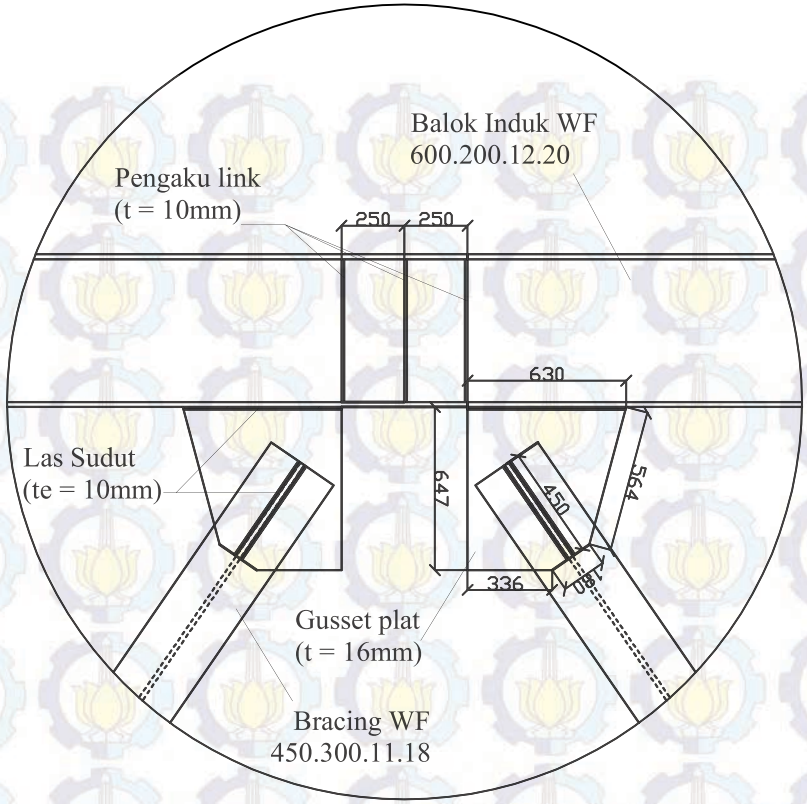
SAMBUNGA BALOK KOLOM INTERIOR EBF INVERTED V

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
05	09

SKALA

1:20





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

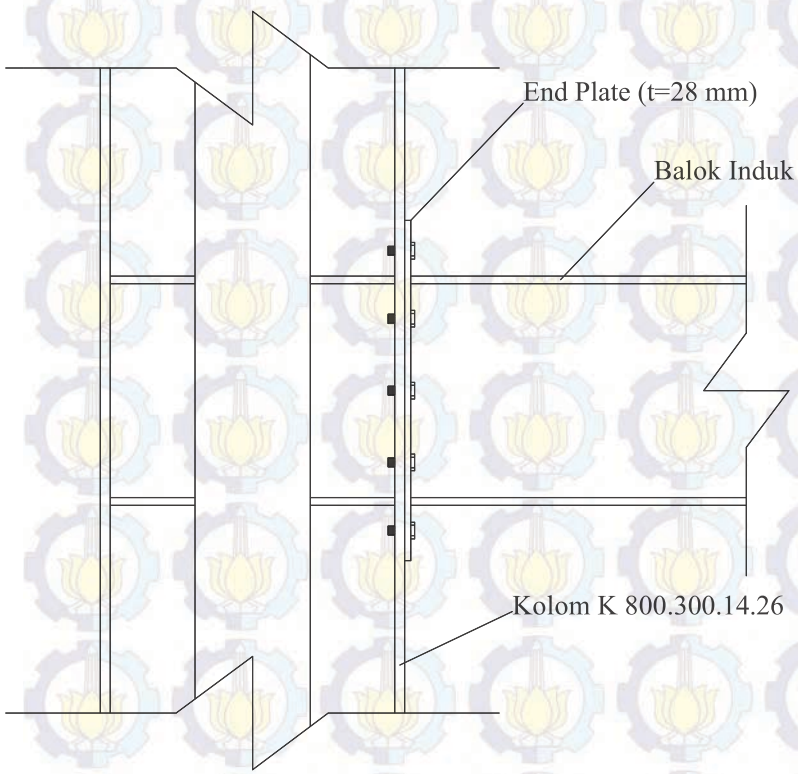
NAMA GAMBAR

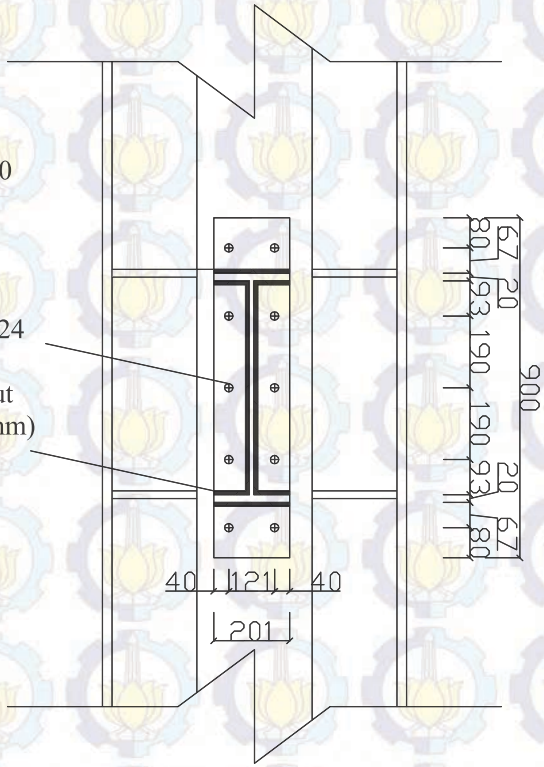
DETAIL A
DETAIL B
EBF INVERTED V

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
06	09

SKALA

1:30





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

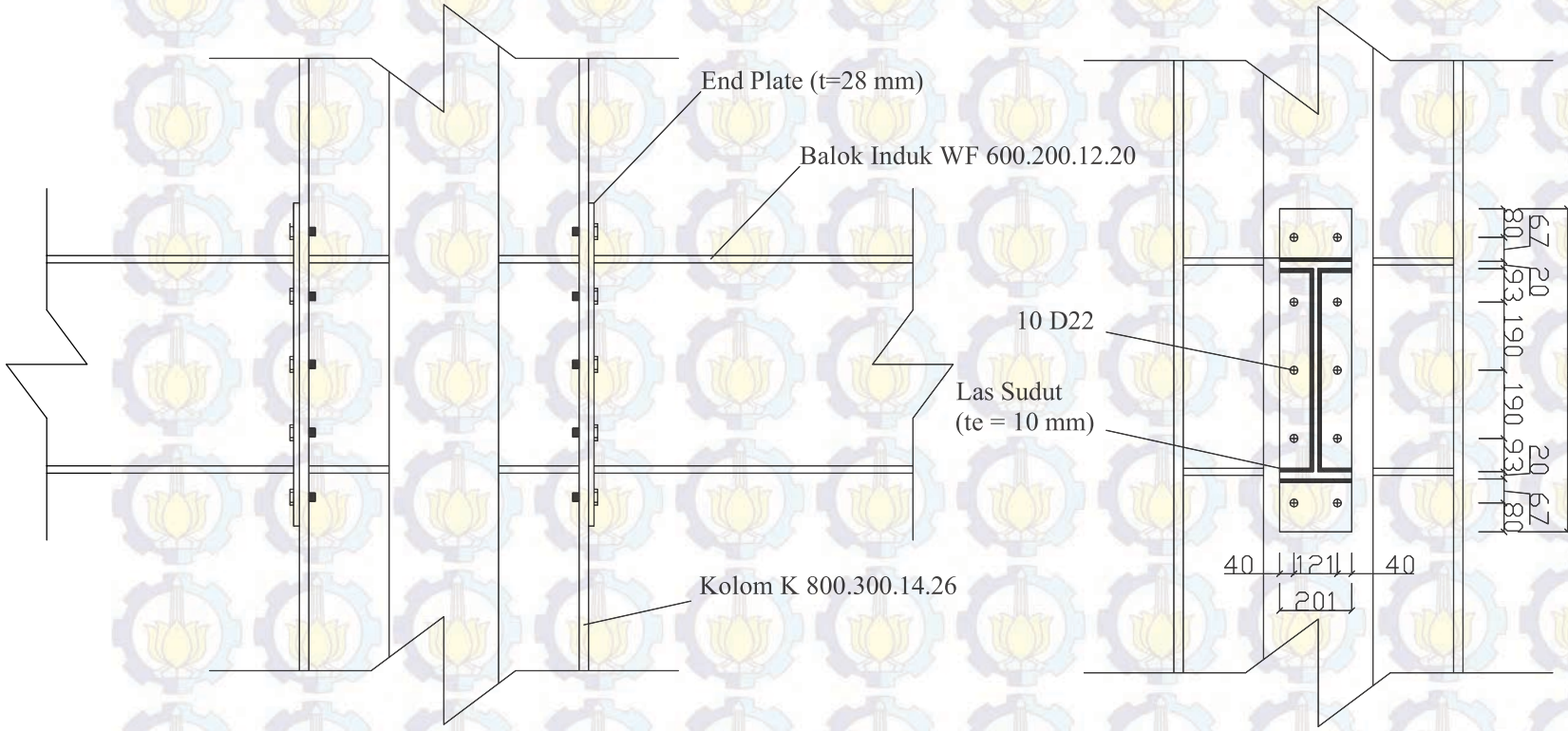
NAMA GAMBAR

SAMBUNGA BALOK KOLOM EKSTERIOR EBF INVERTED Y

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
07	09

SKALA

1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

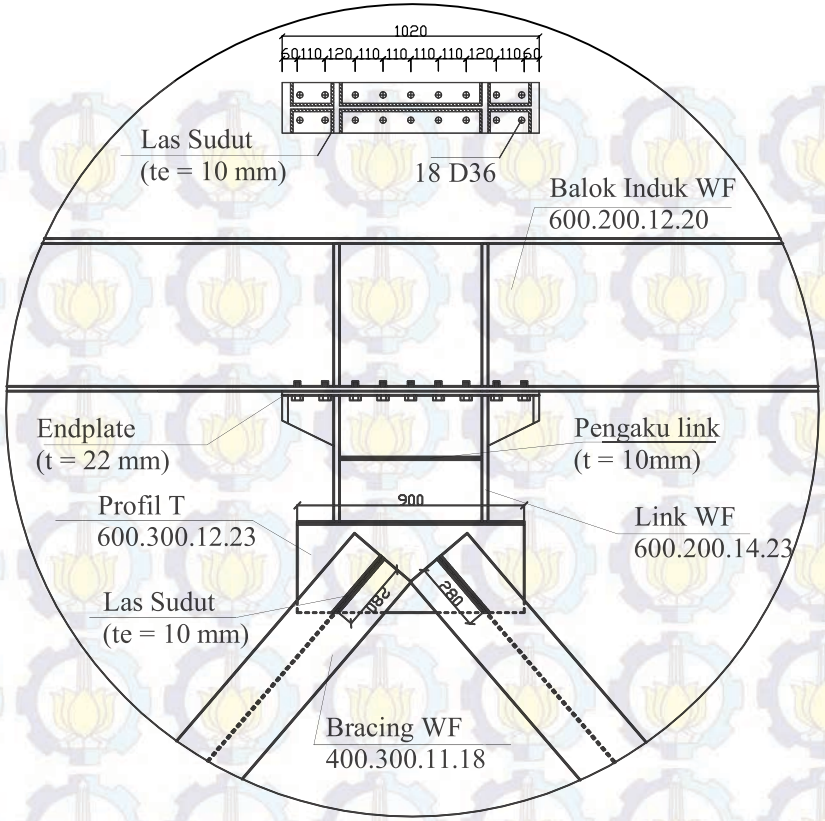
NAMA GAMBAR

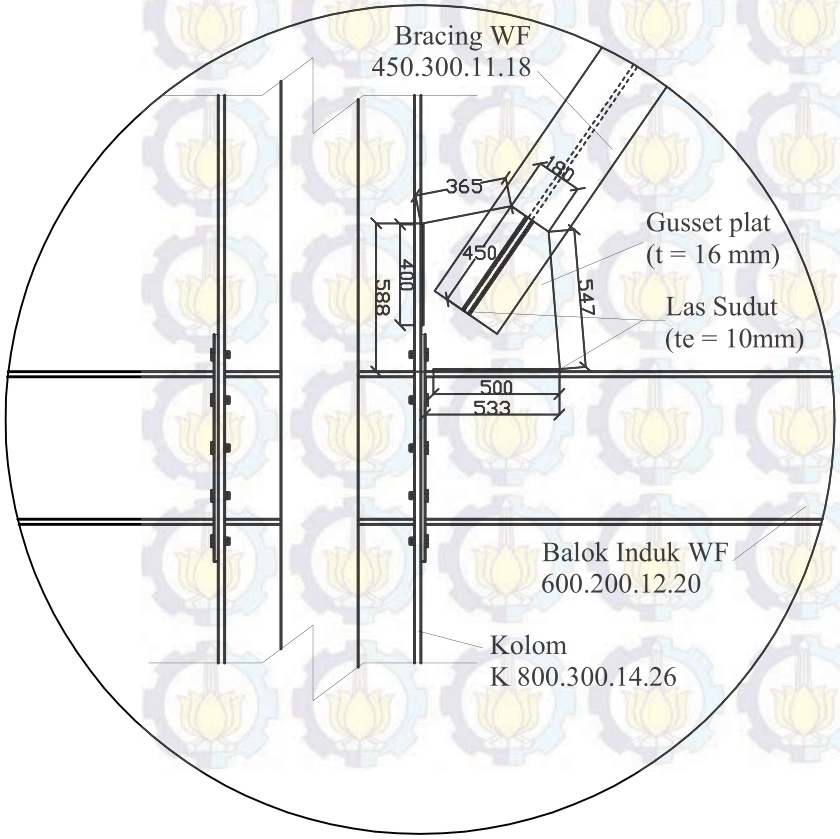
SAMBUNGA BALOK KOLOM INTERIOR EBF INVERTED Y

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
08	09

SKALA

1:20





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN PERILAKU STRUKTUR EBF INVERTED V DAN EBF INVERTED Y TERHADAP BEBAN LATERAL GEMPA

NAMA MAHASISWA

RIZQI AMALIA

NRP

3111100031

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
DATA IRANATA, ST., MT., Ph.d.

NAMA GAMBAR

DETAIL A
DETAIL B
EBF INVERTED Y

NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
09	09

SKALA

1:30