



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISA RIWAYAT WAKTU
PERILAKU NONLINEAR PILAR JEMBATAN BETON
GELAGAR BOX BENTANG MENERUS**

TESIS

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

**TRI SURYADI
0906651605**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
DEPOK
JUNI 2011**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Tri Suryadi

NPM : 0906651605

Tanda Tangan : 

Tanggal : 30 Juni 2011

HALAMAN PENGESAHAN

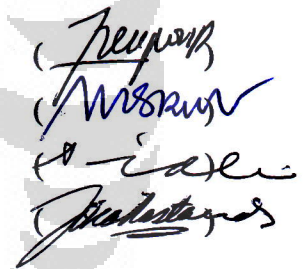
Tesis ini diajukan oleh :

Nama : Tri Suryadi
NPM : 0906651605
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Tesis : Analisa Riwayat Waktu Perilaku Nonlinear Pilar
Jembatan Beton Gelagar Box Bentang Menerus

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

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA
Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA
Penguji : Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng
Penguji : Dr.-Ing. Ir. Josia Irwan Rastandi



Four handwritten signatures in blue ink, corresponding to the names of the examiners listed to the left.

Ditetapkan di : Depok
Tanggal : 30 Juni 2011

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yesus Kristus atas berkat dan rahmat yang telah diberikan-Nya, sehingga memampukan saya menyelesaikan tesis ini. Penulisan tesis ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Magister Teknik Jurusan Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Saya menyadari bahwa tanpa dukungan dan bantuan dari berbagai pihak, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan tesis ini dengan tepat waktu. Adapun atas bantuan dan dukungan yang telah diberikan, saya ingin mengucapkan terima kasih kepada:

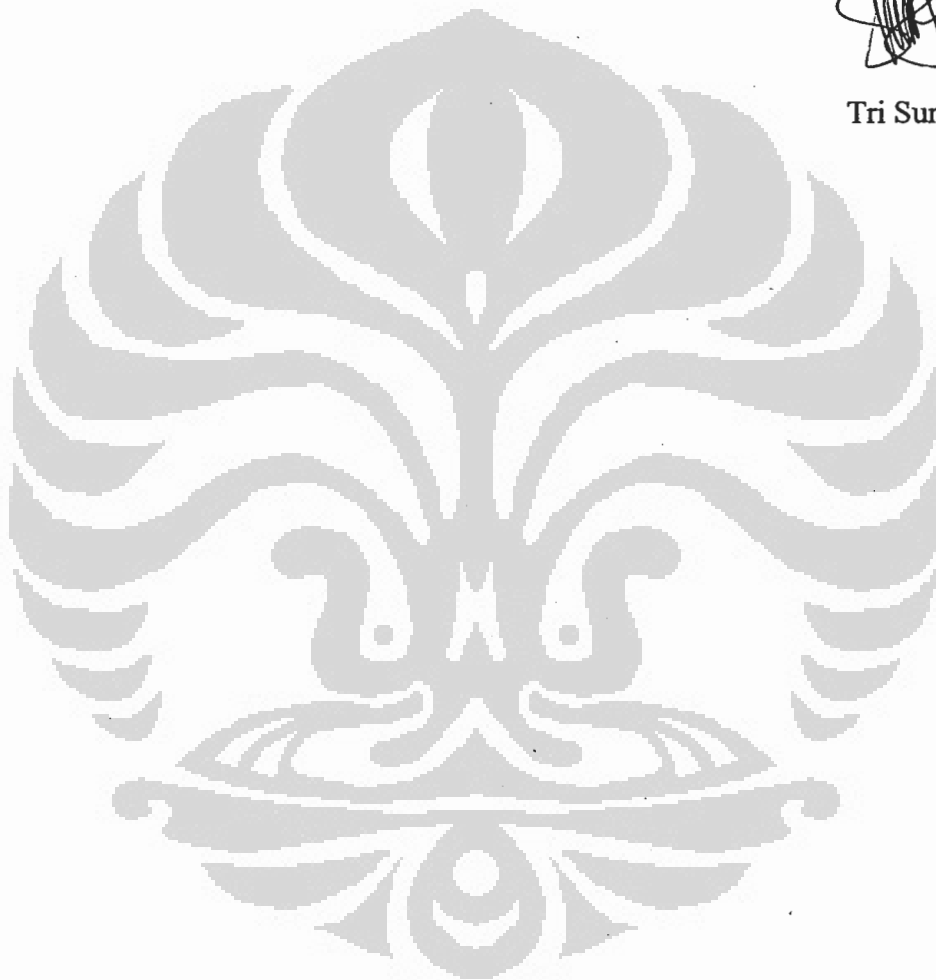
1. Dr. Ir. Heru Purnomo, selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan bimbingan, motivasi, waktu, dan pelajaran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan laporan tesis ini.
2. Bapak Dr. Ir. Yuskar Lase, Bapak Ir. Syahril A.R., M.Eng, dan Bapak Dr-Ing. Ir. Josia Irwan R selaku dosen penguji yang telah memberikan saran dan kritik serta dukungan pada sidang tesis maupun sidang seminar tesis, sehingga dapat memperbaiki kualitas penulisan tesis ini.
3. Orang tua (Effendi Tukiman dan Lim Sioe Nie) dan Saudara-saudara (Verianto dan Meliyanti) saya tercinta yang telah memberikan dukungan moral dan material yang sangat berarti.
4. Jessica Natalie Tan yang telah memberikan motivasi dan dukungan moral kepada saya selama penulisan tesis ini berlangsung.
5. Rekan-rekan mahasiswa Pascasarjana Universitas Indonesia yang telah memberikan bantuan berupa kritik dan saran yang berarti kepada saya selama proses perkuliahan berlangsung.
6. Semua dosen Pascasarjana Universitas Indonesia yang memberikan pelajaran dan pengalaman yang sangat berarti bagi perkembangan pengetahuan saya dibidang teknik sipil.
7. Badan Metereologi Klimatologi dan Geofisika (BMKG) yang telah memberikan bantuan dalam penyediaan data rekaman gempa guna mendukung penyelesaian penulisan tesis ini.

Besar harapan saya agar penulisan tesis ini memberikan kontribusi yang berarti bagi perkembangan ilmu teknik sipil. Dan saya berharap agar Tuhan Yang Maha Esa berkanan membalas segala kebaikan yang telah diberikan oleh pihak-pihak yang telah membantu penyelesaian penulisan tesis ini.

Depok, 30 Juni 2011



Tri Suryadi



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

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

Nama : Tri Suryadi
NPM : 0906651605
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Tesis

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

**ANALISA RIWAYAT WAKTU PERILAKU NONLINEAR
PILAR JEMBATAN BETON GELAGAR BOX BENTANG MENERUS**

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

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok
Pada Tanggal : 30 Juni 2011
Yang menyatakan



(Tri Suryadi)

ABSTRAK

Nama : Tri Suryadi
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Analisa Riwayat Waktu Perilaku Nonlinear Pilar Jembatan
Beton Gelagar Box Bentang Menerus

Perilaku pasca elastik struktur jembatan akibat beban siklik gempa dapat ditunjukkan dengan melakukan analisa riwayat waktu nonlinear. Desain struktur berbasis kinerja (*performance based design*) diawali dengan pembentukan sendi plastis pada elemen nonlinear jembatan yang tergambar pada kurva momen-rotasinya. Definisi potensi sendi plastis dinyatakan dengan penentuan panjang sendi plastis (l_p) dan diskritisasi *fiber section* pada elemen nonlinear struktur (pilar jembatan). Penelitian ini bertujuan untuk melakukan studi parametrik panjang sendi plastis, bentuk penampang pilar, serta pemodelan pondasi terhadap kinerja struktur yang dihasilkan. Disamping itu juga dilakukan tinjauan sensitifitas spektrum gempa terhadap pembentukan sendi plastis. Penelitian ini diawali dengan melakukan pemodelan struktur jembatan, dimana pilar jembatan didesain ulang agar mengalami pelelehan pada saat gempa berlangsung. Hasil penelitian menunjukkan bahwa panjang sendi plastis yang ditempatkan pada pilar berbanding lurus dengan maksimum rotasi yang dihasilkan. Bentuk penampang pilar bulat terbukti memiliki kinerja yang lebih baik dibandingkan penampang persegi. Selain itu, pemodelan pondasi dalam desain struktur sebaiknya juga dilakukan untuk mendapatkan desain yang lebih konservatif. Dalam studi sensitifitas spektrum gempa, ditunjukkan bahwa respons struktur akan teramplifikasi pada saat frekuensi natural struktur berdekatan dengan muatan frekuensi dominan spektrum gempa.

Kata Kunci:

Analisa Riwayat Waktu, Analisa Nonlinear, Performance Based Design, Panjang Sendi Plastis, Fiber Section Hinge, Muatan Frekuensi Dominan Spektrum

ABSTRACT

Name : Tri Suryadi
Study Program : Civil Engineering
Title : A Time History Analysis of Box Girder Continuous Span
Concrete Bridge Piers Nonlinear Behavior

Structural post-elastic behavior due to earthquake cyclic loading can be shown by examining a nonlinear time history analysis. Structural design using the approach of performance based design is started with the forming of plastic hinges on the bridge nonlinear elements that is captured on its moment-rotation curves. The definition of potential plastic hinges is defined by the assignment of plastic hinge length (l_p) and the discretization of fiber section on structure's nonlinear elements (bridge piers). The purpose of this research is to do a parametric study of plastic hinge length, piers cross section shape, and the foundation modeling to the obtained structural performance level. Besides that, this research will also review the sensitivity of earthquake spectrum to the forming of plastic hinges. This research is started with bridge structural modeling, where the piers will be redesigned so that their yielding limit exceeded when the earthquake happened. The result of this research shows that the assignment of plastic hinge length is proportional to the obtained maximum rotation. Circular sections have a better performance compared to rectangular sections. Besides that, foundation modeling in structural design should be observed to get a more conservative design. In the sensitivity study of earthquake spectrum, this research shows that structural responses will be amplified when the frequency content of the motion and the natural frequencies of the structure are close to each other.

Key words:

Time History Analysis, Nonlinear Analysis, Performance Based Design, Plastic Hinge Length, Fiber Section Hinge, Spectrum's Dominant Frequency Content

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	ii
HALAMAN PENGESAHAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	vi
ABSTRAK	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xviii
1. PENDAHULUAN	1
1.1 LATAR BELAKANG	1
1.2 PERMASALAHAN	2
1.3 PEMBATALAN MASALAH	2
1.4 TUJUAN PENULISAN	3
1.5 HIPOTESIS	4
1.6 SISTEMATIKA PENULISAN	4
2. DASAR TEORI	5
2.1 JEMBATAN GELAGAR BOX BENTANG MENERUS	5
2.1.1 <i>SUB-STRUCTURE</i>	6
2.2 <i>PERFORMANCE BASED DESIGN</i> PADA JEMBATAN	7
2.2.1 Vision 2000 (SEAOC 1995)	8
2.2.2 FEMA 356 (2000)	8
2.3 ANALISA NONLINEAR	10
2.3.1 Non Linear Geometri (<i>P-Delta Effect</i>)	12
2.3.2 Non Linear Material	15
2.3.2.1 <i>Stress-Strain</i> Pada Beton <i>Confined</i> dan <i>Unconfined</i>	15
2.3.2.2 <i>Stress-Strain</i> Pada Baja Tulangan	22
2.4 ANALISA STRUKTUR DINAMIK	23
2.4.1 Analisa Dinamik Riwayat Waktu Non Linear	24
2.4.1.1 Metode <i>Modal Superposition</i>	25
2.4.1.2 Metode <i>Direct Integration</i>	27
2.5 STUDI KARAKTERISTIK <i>GROUND MOTION</i>	31
2.6 SENDI PLASTIS PADA PILAR JEMBATAN	33
2.6.1 Definisi Sendi Plastis (<i>Plastic Hinge Definition</i>)	34
2.6.1.1 <i>Uncoupled Hinge</i>	36
2.6.1.2 <i>Interaction PMM Hinge</i>	36
2.6.1.3 <i>Fiber Section Hinge</i>	36
2.6.2 Panjang Sendi Plastis (<i>Plastic Hinge Length</i>)	37

3. METODOLOGI PENELITIAN	42
3.1 MODELISASI STRUKTUR JEMBATAN	42
3.1.1 Pengantar	42
3.1.2 Geometri Struktur Jembatan	42
3.1.3 Pemodelan Struktur Jembatan	43
3.1.4 Pembebanan Struktur	44
3.1.5 Desain Struktur Jembatan	45
3.2 VARIABEL ANALISA	45
3.3 PROSEDUR KERJA	46
4. ANALISA DAN HASIL	48
4.1 INPUT DATA	48
4.1.1 Input Kabel Prategang dan Dimensi Struktur	48
4.1.2 Desain Penulangan Pilar (<i>Response Spectrum Analysis</i>)	50
4.1.4 Perhitungan Panjang Sendi Plastis	56
4.1.5 Input Rekaman Gempa (<i>Accelerograph</i>)	57
4.1.6 Input Elemen Nonlinear (<i>Fiber Section Hinge</i>)	68
4.2 HASIL ANALISA DAN DISKUSI	70
4.2.1 Pengaruh Panjang Sendi Plastis Terhadap Kinerja Struktur	70
4.2.2 Sensitifitas Gempa Terhadap Pembentukan Sendi Plastis	101
4.2.2.1 Frekuensi Natural Struktur	101
4.2.2.2 Muatan Frekuensi <i>Spectrum</i> Gempa	111
4.2.2.3 Pembentukkan Sendi Plastis	112
4.2.2.4 Evolusi Gaya Dalam Elemen	174
4.2.3 Pengaruh Gempa Dua Arah (<i>Bi-direction Earthquake</i>)	183
4.2.4 Pengaruh Pemodelan Pondasi Terhadap Hasil Analisa	193
5. KESIMPULAN	209
5.1 KESIMPULAN	209
5.2 SARAN	211
DAFTAR REFERENSI	212
DAFTAR ACUAN	215

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Berbagai tipe jembatan beton (<i>Design of Highway Bridge 2007</i>)	5
Gambar 2.2 Level kinerja struktur berdasarkan ketentuan SEAOC	8
Gambar 2.3 Kurva hubungan <i>load-deformation</i> berdasarkan FEMA 356.....	10
Gambar 2.4 Kurva hubungan <i>lateral load vs deflection</i>	11
Gambar 2.5 <i>Flow-chart P-Delta analysis</i>	12
Gambar 2.6 Perilaku kolom kantilever akibat efek <i>P-Delta</i>	13
Gambar 2.7 <i>Stress-strain model</i> usulan <i>Mander, Priestly, dan Park</i>	16
Gambar 2.8 Pengekangan efektif untuk sengkang melingkar.....	18
Gambar 2.9 Pengekangan efektif untuk sengkang persegi	19
Gambar 2.10 Grafik tegangan kekang maksimum pada penampang persegi	21
Gambar 2.11 Model kurva <i>Menegetto dan Pinto</i>	22
Gambar 2.12 Definisi parameter <i>curvature R</i>	23
Gambar 2.13 <i>Seismograph</i> dalam <i>time-domain</i> dan <i>frequency-domain</i>	31
Gambar 2.14 Penggabungan 2 buah grafik sinus (<i>time-domain</i>).....	32
Gambar 2.15 Penggabungan 2 buah grafik sinus (<i>frequency-domain</i>).....	33
Gambar 2.16 Asumsi pemodelan pilar kantilever dan portal.....	34
Gambar 2.17 Hubungan antara momen, <i>curvature</i> , dan defleksi	34
Gambar 2.18 Definisi dan distribusi <i>fiber</i> pada penampang kolom bulat.....	37
Gambar 3.1 Denah tampak atas jalan layang tinjauan	43
Gambar 3.2 Gambar perspektif jalan layang tinjauan.....	43
Gambar 3.3 Gambar perspektif jalan layang dalam MIDAS Civil.....	44
Gambar 3.4 Bagan alir (<i>flow-chart</i>) prosedur kerja	47
Gambar 4.1 Penampang melintang <i>box girder</i>	48
Gambar 4.2 Tampak samping jalan layang dan <i>layout prestressing</i>	49
Gambar 4.3 Geometri portal dan penempatan kabel prategang.....	50
Gambar 4.4 Desain tulangan penampang pilar (<i>Circular Section</i>).....	51
Gambar 4.5 Desain tulangan penampang pilar (<i>Rectangular Section</i>).....	52
Gambar 4.6 Kurva tegangan regangan beton (<i>Circular Section</i>).....	54
Gambar 4.7 Kurva tegangan-regangan baja (<i>Circular & Rectangular Section</i>)... 55	
Gambar 4.8 Kurva tegangan regangan beton (<i>Rectangular Section</i>).....	56

Gambar 4.9 Ketentuan untuk <i>response spectrum</i> desain	58
Gambar 4.10 <i>Response spectrum</i> desain daerah Jakarta	60
Gambar 4.11 <i>SRSS Spectrum</i> Selat Sunda dalam pen-skala <i>accelerograph</i>	61
Gambar 4.12 <i>SRSS Spectrum vs Target Spectrum (1.4 Design Spectrum)</i>	62
Gambar 4.13 Pen-skalaan gempa Garut (<i>SRSS Spectrum Method</i>)	63
Gambar 4.14 Kinerja struktur akibat gempa Garut (<i>scaled from SRSS method</i>) ..	64
Gambar 4.15 Rekaman <i>ground motion</i> dari Selat Sunda Transversal	65
Gambar 4.16 Rekaman <i>ground motion</i> dari Selat Sunda Longitudinal	65
Gambar 4.17 Rekaman <i>ground motion</i> dari Garut Transversal	66
Gambar 4.18 Rekaman <i>ground motion</i> dari Garut Longitudinal	66
Gambar 4.19 Rekaman <i>ground motion</i> dari Ujung Kulon Transversal	67
Gambar 4.20 Rekaman <i>ground motion</i> dari Ujung Kulon Longitudinal	67
Gambar 4.21 Penempatan <i>fiber hinge section</i> pada portal.....	68
Gambar 4.22 Pemodelan <i>fiber hinge section</i> untuk penampang bulat.....	69
Gambar 4.23 Pemodelan <i>fiber hinge section</i> untuk penampang persegi	70
Gambar 4.24 <i>Acceptance criteria</i> komponen nonlinear (FEMA 356).....	71
Gambar 4.25 Posisi elemen tinjauan (nomor 542 – post 1)	72
Gambar 4.26 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Selat Sunda X (<i>Circular</i>)	73
Gambar 4.27 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Selat Sunda Y (<i>Circular</i>)	74
Gambar 4.28 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Garut X (<i>Circular</i>)	75
Gambar 4.29 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Garut Y (<i>Circular</i>)	76
Gambar 4.30 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Ujung Kulon X (<i>Circular</i>)	77
Gambar 4.31 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Ujung Kulon Y (<i>Circular</i>)	78
Gambar 4.32 Kinerja struktur gempa Selat Sunda X (<i>Circular</i>)	79
Gambar 4.33 Kinerja struktur gempa Selat Sunda Y (<i>Circular</i>)	80
Gambar 4.34 Kinerja struktur gempa Garut X (<i>Circular</i>)	81
Gambar 4.35 Kinerja struktur gempa Garut Y (<i>Circular</i>)	82
Gambar 4.36 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon X (<i>Circular</i>)	83
Gambar 4.37 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon Y (<i>Circular</i>)	84
Gambar 4.38 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Selat Sunda X (<i>Rectangular</i>)	85
Gambar 4.39 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Selat Sunda Y (<i>Rectangular</i>)	86
Gambar 4.40 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Garut X (<i>Rectangular</i>)	87

Gambar 4.41 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Garut Y (<i>Rectangular</i>).....	88
Gambar 4.42 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Ujung Kulon X (<i>Rectangular</i>)	89
Gambar 4.43 <i>Moment-rotation curves</i> gempa Ujung Kulon Y (<i>Rectangular</i>)	90
Gambar 4.44 Kinerja struktur gempa Selat Sunda X (<i>Rectangular</i>)	91
Gambar 4.45 Kinerja struktur gempa Selat Sunda Y (<i>Rectangular</i>)	92
Gambar 4.46 Kinerja struktur gempa Garut X (<i>Rectangular</i>)	93
Gambar 4.47 Kinerja struktur gempa Garut Y (<i>Rectangular</i>)	94
Gambar 4.48 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon X (<i>Rectangular</i>)	95
Gambar 4.49 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon Y (<i>Rectangular</i>)	96
Gambar 4.50 Grafik Panjang L_p vs $\text{Max } \theta$ (Selat Sunda).....	100
Gambar 4.51 Grafik Panjang L_p vs $\text{Max } \theta$ (Garut)	100
Gambar 4.52 Grafik Panjang L_p vs $\text{Max } \theta$ (Ujung Kulon).....	100
Gambar 4.53 Input beban <i>peak picking</i> arah X (Transversal)	102
Gambar 4.54 Input beban <i>peak picking</i> arah Y (Longitudinal)	103
Gambar 4.55 Posisi nodal tinjauan untuk <i>peak picking</i>	103
Gambar 4.56 Respons akselerasi nodal (<i>forced vibration & free vibration</i>).....	104
Gambar 4.57 Respons akselerasi nodal 202 (<i>free vibration</i>)	104
Gambar 4.58 Respons akselerasi nodal 202 arah X (<i>Circular</i>)	105
Gambar 4.59 Respons akselerasi nodal 202 arah Y (<i>Circular</i>)	106
Gambar 4.60 <i>Eigenvalue analysis: Mode 1-3 (Circular)</i>	107
Gambar 4.61 Respons akselerasi nodal 202 arah X (<i>Rectangular</i>)	108
Gambar 4.62 Respons akselerasi nodal 202 arah Y (<i>Rectangular</i>)	109
Gambar 4.63 <i>Eigenvalue analysis: Mode 1-3 (Rectangular)</i>	110
Gambar 4.64 Perbandingan <i>frequency content</i> tiap rekaman gempa.....	112
Gambar 4.65 <i>Spectrum frequency content vs Structure natural frequency</i>	112
Gambar 4.66 Nodal tinjauan untuk respons reaksi perletakan.....	113
Gambar 4.67 Reaksi perletakan geser akibat gempa Selat Sunda X.....	113
Gambar 4.68 Reaksi perletakan geser akibat gempa Garut X	114
Gambar 4.69 Reaksi perletakan geser akibat gempa Ujung Kulon X.....	114
Gambar 4.70 Reaksi perletakan geser akibat gempa Selat Sunda Y.....	115
Gambar 4.71 Reaksi perletakan geser akibat gempa Garut Y	115
Gambar 4.72 Reaksi perletakan geser akibat gempa Ujung Kulon Y.....	116

Gambar 4.73 Penomoran pilar jembatan.....	117
Gambar 4.74 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda X-Bulat).....	121
Gambar 4.75 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut X- Bulat).....	124
Gambar 4.76 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda X- Bulat)	125
Gambar 4.77 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut X- Bulat)	125
Gambar 4.78 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Ujung Kulon X- Bulat)	126
Gambar 4.79 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda Y- Bulat).....	128
Gambar 4.80 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut Y- Bulat).....	130
Gambar 4.81 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda Y- Bulat)	131
Gambar 4.82 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut Y- Bulat)	131
Gambar 4.83 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Ujung Kulon Y- Bulat)	132
Gambar 4.84 <i>Forming sequences</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Selat Sunda X- Bulat)	136
Gambar 4.85 <i>Forming sequences</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Garut X- Bulat)	139
Gambar 4.86 <i>Final condition</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Selat Sunda X- Bulat).....	139
Gambar 4.87 <i>Final condition</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Garut X- Bulat).....	140
Gambar 4.88 <i>Final condition</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Ujung Kulon X- Bulat).....	140
Gambar 4.89 <i>Forming sequences</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Selat Sunda Y- Bulat)	142
Gambar 4.90 <i>Forming sequences</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Garut Y- Bulat)	144
Gambar 4.91 <i>Final condition</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Selat Sunda Y- Bulat).....	145
Gambar 4.92 <i>Final condition</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Garut Y- Bulat).....	145
Gambar 4.93 <i>Final condition</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Ujung Kulon Y- Bulat).....	146
Gambar 4.94 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda X-Persegi).....	149
Gambar 4.95 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut X- Persegi)	152
Gambar 4.96 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda X- Persegi).....	153
Gambar 4.97 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut X- Persegi).....	153
Gambar 4.98 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Ujung Kulon X- Persegi).....	154
Gambar 4.99 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda Y- Persegi).....	156
Gambar 4.100 <i>Forming sequences</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut Y- Persegi)	158
Gambar 4.101 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Selat Sunda Y- Persegi).....	158
Gambar 4.102 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Garut Y- Persegi).....	159
Gambar 4.103 <i>Final condition</i> – <i>Sungjin Bae</i> (Ujung Kulon Y- Persegi).....	159
Gambar 4.104 <i>Forming sequences</i> – <i>ATC/MCEER</i> (Selat Sunda X- Persegi) ...	163

Gambar 4.105 <i>Forming sequences – ATC/MCEER</i> (Garut X- Persegi)	165
Gambar 4.106 <i>Final condition – ATC/MCEER</i> (Selat Sunda X- Persegi).....	166
Gambar 4.107 <i>Final condition – ATC/MCEER</i> (Garut X- Persegi).....	166
Gambar 4.108 <i>Final condition – ATC/MCEER</i> (Ujung Kulon X- Persegi).....	167
Gambar 4.109 <i>Forming sequences – ATC/MCEER</i> (Selat Sunda Y- Persegi) ...	169
Gambar 4.110 <i>Forming sequences – ATC/MCEER</i> (Garut Y- Persegi)	171
Gambar 4.111 <i>Final condition – ATC/MCEER</i> (Selat Sunda Y- Persegi).....	171
Gambar 4.112 <i>Final condition – ATC/MCEER</i> (Garut Y- Persegi).....	172
Gambar 4.113 <i>Final condition – ATC/MCEER</i> (Ujung Kulon Y- Persegi).....	173
Gambar 4.114 Pilar tinjauan untuk evolusi gaya dalam elemen	174
Gambar 4.115 Gaya momen dalam pada titik tinjauan.....	176
Gambar 4.116 <i>Gradient</i> momen dalam pilar gempa Selat Sunda X.....	177
Gambar 4.117 <i>Gradient</i> momen dalam pilar gempa Selat Sunda Y	178
Gambar 4.118 <i>Gradient</i> momen dalam pilar gempa Garut X.....	179
Gambar 4.119 <i>Gradient</i> momen dalam pilar gempa Garut Y.....	180
Gambar 4.120 <i>Gradient</i> momen dalam pilar gempa Ujung Kulon X.....	181
Gambar 4.121 <i>Gradient</i> momen dalam pilar gempa Ujung Kulon Y	182
Gambar 4.122 Kurva momen-rotasi gempa $100\%X + 30\%Y$ (<i>Circular</i>)	184
Gambar 4.123 Kurva momen-rotasi gempa $100\%Y + 30\%X$ (<i>Circular</i>)	185
Gambar 4.124 Kurva momen-rotasi gempa $100\%X + 30\%Y$ (<i>Rectangular</i>).....	186
Gambar 4.125 Kurva momen-rotasi gempa $100\%Y + 30\%X$ (<i>Rectangular</i>).....	187
Gambar 4.126 Kinerja Struktur akibat beban $100\%X + 30\%Y$ (<i>Circular</i>)	188
Gambar 4.127 Kinerja Struktur akibat beban $100\%Y + 30\%X$ (<i>Circular</i>)	189
Gambar 4.128 Kinerja Struktur akibat beban $100\%X + 30\%Y$ (<i>Rectangular</i>) ...	190
Gambar 4.129 Kinerja Struktur akibat beban $100\%Y + 30\%X$ (<i>Rectangular</i>) ...	191
Gambar 4.130 Data N-SPT tanah untuk tiang P43-P44.....	193
Gambar 4.131 Data N-SPT tanah untuk tiang P45-P46.....	194
Gambar 4.132 Pemodelan jembatan berikut dengan model pondasinya	195
Gambar 4.133 Penempatan <i>point spring support</i> dalam pemodelan	195
Gambar 4.134 Perbedaan respons <i>displacement</i> gempa Selat Sunda X	196
Gambar 4.135 Perbedaan respons <i>displacement</i> gempa Selat Sunda Y	196
Gambar 4.136 Perbedaan respons <i>displacement</i> gempa Garut X	197

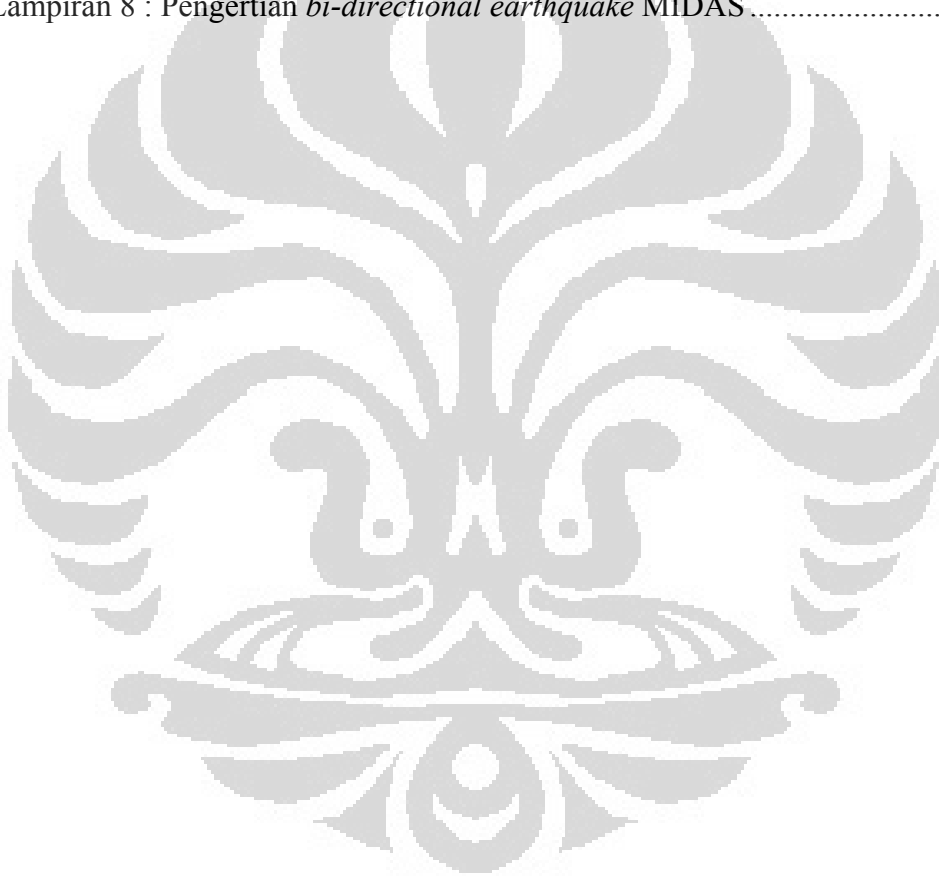
Gambar 4.137 Perbedaan respons <i>displacement</i> gempa Garut Y	197
Gambar 4.138 Perbedaan respons <i>displacement</i> gempa Ujung Kulon X	198
Gambar 4.139 Perbedaan respons <i>displacement</i> gempa Ujung Kulon Y	198
Gambar 4.140 Posisi elemen nonlinear tinjauan (warna merah)	199
Gambar 4.141 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Selat Sunda X	199
Gambar 4.142 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Selat Sunda Y	200
Gambar 4.143 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Garut X	200
Gambar 4.144 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Garut Y	201
Gambar 4.145 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Ujung Kulon X	201
Gambar 4.146 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Ujung Kulon Y	202
Gambar 4.147 Kinerja struktur pemodelan jembatan tanpa pondasi	202
Gambar 4.148 Kinerja struktur pemodelan jembatan dengan pondasi	203
Gambar 4.149 Metode <i>peak picking</i> dalam arah transversal	204
Gambar 4.150 Metode <i>peak picking</i> dalam arah longitudinal	205
Gambar 4.151 Analisa <i>eigenvalue</i> untuk moda getar pertama	206
Gambar 4.152 Analisa <i>eigenvalue</i> untuk moda getar kedua	206
Gambar 4.153 Frekuensi natural struktur vs muatan frekuensi <i>spectrum</i>	207

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 <i>Modeling parameter dan acceptance criteria</i>	9
Tabel 2.2 Tipe elemen nonlinear (<i>MIDAS Analysis Reference</i>)	28
Tabel 2.3 Nilai-nilai parameter <i>Newmark</i>	29
Tabel 3.1 Kombinasi beban struktur jembatan (RSNI T-02 2005).....	45
Tabel 4.1 Rangkuman panjang sendi plastis (<i>Circular Section</i>).....	56
Tabel 4.2 Rangkuman panjang sendi plastis (<i>Rectangular Section</i>).....	57
Tabel 4.3 <i>Values of site coefficient (F_a)</i>	59
Tabel 4.4 <i>Values of site coefficient (F_v)</i>	59
Tabel 4.5 Definisi nomor legenda.....	72
Tabel 4.6 Rangkuman kinerja struktur (Selat Sunda X).....	98
Tabel 4.7 Rangkuman kinerja struktur (Selat Sunda Y).....	98
Tabel 4.8 Rangkuman kinerja struktur (Garut X).....	98
Tabel 4.9 Rangkuman kinerja struktur (Garut Y).....	99
Tabel 4.10 Rangkuman kinerja struktur (Ujung Kulon X).....	99
Tabel 4.11 Rangkuman kinerja struktur (Ujung Kulon Y).....	99
Tabel 4.12 Perbandingan <i>peak picking method</i> dan <i>eigenvalue (Circular)</i>	111
Tabel 4.13 Perbandingan <i>peak picking method</i> dan <i>eigenvalue (Rectangular)</i> ..	111
Tabel 4.14 <i>Forming sequences - Sungjin Bae</i> (transversal-bulat).....	117
Tabel 4.15 <i>Forming sequences - Sungjin Bae</i> (logitudinal-bulat).....	118
Tabel 4.16 <i>Forming sequences - ATC/MCEER</i> (transversal-bulat).....	133
Tabel 4.17 <i>Forming sequences - ATC/MCEER</i> (logitudinal-bulat).....	133
Tabel 4.18 <i>Forming sequences - Sungjin Bae</i> (transversal-persegi).....	147
Tabel 4.19 <i>Forming sequences - Sungjin Bae</i> (logitudinal- persegi).....	147
Tabel 4.20 <i>Forming sequences - ATC/MCEER</i> (transversal-persegi).....	160
Tabel 4.21 <i>Forming sequences - ATC/MCEER</i> (logitudinal- persegi).....	160
Tabel 4.22 Selisih rotasi maksimum penampang bulat dan persegi.....	192

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 : Tahapan konstruksi jembatan	217
Lampiran 2 : Kombinasi pembebanan struktur	221
Lampiran 3 : Tegangan ijin <i>box girder</i>	224
Lampiran 4 : Perhitungan <i>response spectrum</i>	232
Lampiran 5 : Perhitungan kurva tegangan-regangan beton	234
Lampiran 6 : Perbandingan kurva momen-rotasi (<i>bi-direction EQ</i>)	237
Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor	243
Lampiran 8 : Pengertian <i>bi-directional earthquake</i> MIDAS	251



BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Struktur jembatan ataupun jalan layang merupakan suatu struktur yang keberadaannya sangat penting bagi keberlangsungan dan kelancaran transportasi masyarakat. Perencanaan struktur jembatan yang baik dan benar merupakan suatu keharusan dalam hal ini. Oleh karena itu, pemahaman mengenai perilaku struktur jembatan terhadap pembebanan-pembebanan yang mungkin terjadi pada struktur menjadi hal yang sangat diperlukan oleh para tenaga ahli struktur.

Dalam proses analisa dan desain struktur, sering kali respons maksimum struktur tersebut ditentukan oleh pembebanan akibat percepatan gempa, terutama bagi struktur yang berada pada daerah dengan tingkat intensitas gempa yang tinggi. Bila dilihat secara geografis, Indonesia berada pada perbenturan lempeng kerak bumi *Eurasia*, *Pasific*, dan *India-Australia*. Sementara secara geologis, Indonesia berada pada pertemuan dua jalur gempa utama (*circum pacific belt* dan juga *trans-asiatic belt*). Kenyataan tersebut mengakibatkan struktur jembatan pada daerah ini harus didesain mengikuti peraturan perencanaan ketahanan terhadap gempa dengan baik dan konsisten.

Respons struktur jembatan terhadap pergerakan tanah akibat gempa dapat dianalisa dengan menggunakan model matematik yang dikaitkan dengan perilaku dari *superstructure*, pilar, pondasi, dan juga keadaan tanah. Untuk mendapatkan hasil analisa yang baik, idealisasi dari pemodelan struktur jembatan haruslah merepresentasikan keadaan geometri yang sebenarnya, *boundary conditions*, pembebanan, dan properti nonlinear dari komponen-komponen utama jembatan.

Bila digunakan pemodelan linear elastik dalam perencanaan, maka analisa tersebut hanya akan akurat untuk menggambarkan perilaku struktur ketika tegangan pada tiap elemen tidak melebihi limit elastiknya. Di luar dari limit tersebut, maka respons struktur (*displacement*, *stresses*, dan gaya-gaya dalam) yang dihasilkan dari analisa linear akan menunjukkan hasil yang tidak relevan karena perilaku inelastik struktur sebenarnya tidak diperhitungkan.

Pemodelan dan analisa nonlinear akan memberikan hasil tegangan, regangan, deformasi, dan gaya-gaya dalam yang lebih akurat pada tiap-tiap elemen struktur untuk keperluan desain struktur dan evaluasi terhadap kapasitas dan daktilitas struktur jembatan. Dalam analisa nonlinear struktur jembatan khususnya jembatan jalan layang, perilaku nonlinear ditunjukkan oleh nonlinearitas pilar jembatan. Pembentukan sendi plastis pada pilar jembatan adalah indikator utamanya. Penelitian ini akan memberikan pendalaman yang relevan tentang perilaku nonlinear pilar jembatan terhadap berbagai parameter yang diujikan seperti bentuk pilar, pemodelan panjang sendi plastis, pengaruh pemodelan pondasi, dan juga sensitifitas karakteristik muatan frekuensi dari *ground motion*.

1.2 PERMASALAHAN

Pada umumnya, dalam desain struktur jembatan para *engineer* tidak meninjau area nonlinear struktur. Analisa struktur hanya dilakukan dalam batasan elastik struktur dan dalam perencanaan terhadap ketahanan gempa, pengaruh daktilitas struktur direpresentasikan dengan memberikan nilai faktor modifikasi gempa Z . Perilaku nonlinear struktur karena pembentukan sendi plastis pada pilar jembatan tidak ditinjau dalam analisa elastik struktur jembatan.

Dalam perkembangannya, analisa statik nonlinear atau *pushover analysis* diperkenalkan untuk memberikan gambaran nonlinearitas struktur akibat pembentukan sendi plastis. Namun sebenarnya, analisa *pushover* dalam desain struktur terhadap gaya gempa bukanlah merupakan gambaran pembebanan gempa yang sesungguhnya. Pola pembebanan dorong statik dalam satu arah tertentu (longitudinal atau transversal) merupakan kelemahan utama metode ini. Oleh karena itu untuk melihat perilaku nonlinear struktur secara baik dan akurat, diperlukan perencanaan struktur dengan analisa nonlinear riwayat waktu dengan memodelkan komponen-komponen nonlinear secara baik.

1.3 PEMBATASAN MASALAH

Pembatasan masalah dalam penelitian ini adalah:

1. Struktur tinjauan adalah jembatan gelagar *box* beton bentang menerus dengan pilar portal *monolith* terhadap gelagar.

2. Evaluasi jembatan berasal dari perencanaan struktur yang berlangsung di Jakarta dan selanjutnya akan didesain ulang untuk mendapatkan penulangan pilar dengan metode analisa respons spektra.
3. Jalan layang terdiri dari lima bentang dengan konfigurasi panjangnya adalah 40-38-37-40-40 meter.
4. Analisa struktur menggunakan bantuan program MIDAS Civil.
5. Perilaku nonlinear struktur yang diakibatkan nonlinearitas material dan geometri dianalisa dengan menggunakan analisa riwayat waktu nonlinear dengan metode *direct integration*.
6. Komponen struktur inelastik nonlinear hanya dimodelkan pada pilar jembatan, dengan asumsi komponen *superstructure* (gelagar *box*), perletakan jembatan, pondasi, dan interaksi tanah-struktur (*soil-structure interaction*) masih dalam keadaan elastik.
7. Digunakan model *distributed plasticity* sebagai tipe distribusi sendi plastis pada komponen pilar nonlinear.
8. Digunakan tipe model *fiber section hinge* untuk memodelkan perilaku nonlinear pada pilar beton.

1.4 TUJUAN PENULISAN

Tujuan dari penelitian ini adalah melakukan studi parametrik pada komponen pilar jembatan terhadap tingkat kinerja atau *performance* struktur yang ditunjukkan melalui pembentukan sendi plastis pada pilar tersebut. Desain struktur diawali dengan penggunaan metode analisa respons spektra dengan faktor reduksi pengaruh daktilitas dan resiko (Z) sebesar 8 untuk mendapatkan penulangan pada pilar. Dalam hal ini digunakan analisa respons spektra pada daerah Jakarta untuk umur struktur 75 tahun dan probabilitas terlampaui 7%.

Berdasarkan penulangan pilar yang didapatkan dari analisa respons spektra tersebut, penelitian berlanjut dengan menggunakan analisa riwayat waktu nonlinear untuk mendapatkan tingkatan kinerja struktur yang dihasilkan. Kinerja struktur tergambar dari perilaku nonlinear pilar. Sensitifitas dari muatan frekuensi (*frequency content*) dan karakteristik dinamis jembatan terhadap pembentukan sendi plastis juga merupakan hal yang dibahas dalam penelitian ini.

1.5 HIPOTESIS

Melalui penelitian ini diharapkan gambaran jelas mengenai perilaku nonlinear struktur terkait beban gempa dapat dihasilkan dengan baik. Rumusan panjang sendi plastis dari berbagai peneliti akan mempengaruhi tingkat kinerja struktur yang dihasilkan. Semakin panjang sendi plastis yang ditempatkan pada pilar, kinerja struktur akan cenderung bergerak ke arah *immediate occupancy*.

Sedangkan dalam studi sensitifitas rekaman gempa dan karakteristik dinamik struktur terhadap pembentukan sendi plastis, ditunjukkan bahwa sendi plastis akan lebih cepat terbentuk bila muatan frekuensi dominan (*dominant frequency content*) dari *spectrum ground motion* dan frekuensi natural utama struktur berdekatan satu sama lain.

1.6 SISTEMATIKA PENULISAN

Dalam penelitian ini, penulisan laporan terdiri dari enam bab. Adapun sistematika penulisan laporan ini adalah sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Terdiri dari latar belakang, permasalahan, pembatasan masalah, tujuan penelitian, hipotesa, dan sistematika penulisan.

BAB II DASAR TEORI

Terdiri dari dasar teori mengenai jembatan gelagar *box* bentang menerus, *performance based design*, analisa nonlinear, analisa struktur dinamik, studi *ground motion*, dan sendi plastis pada pilar jembatan.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Menjelaskan mengenai tahapan penelitian yang terdiri dari modelisasi struktur jembatan, input riwayat waktu, variabel analisa dalam penelitian, serta prosedur kerja.

BAB IV ANALISA DAN HASIL

Menjelaskan proses dan hasil analisa struktur yang didapatkan dan diskusi serta pembahasan terkait studi parametrik yang dilakukan.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Terdiri dari kesimpulan akhir penelitian serta saran-saran yang perlu diberikan untuk keperluan penelitian mendatang.

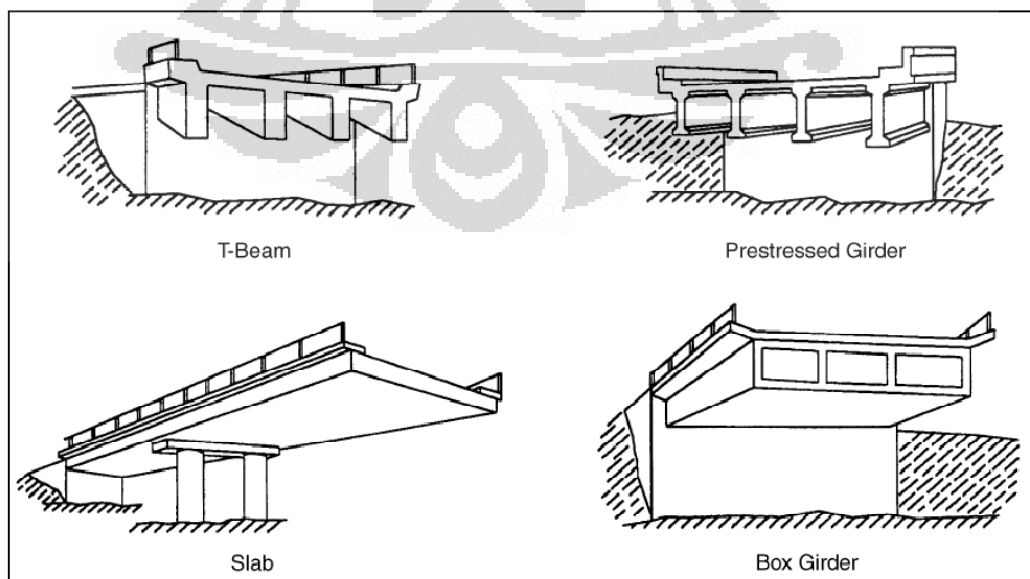
BAB 2

DASAR TEORI

2.1 JEMBATAN GELAGAR BOX BENTANG MENERUS

Berdasarkan buku *Bridge Engineering Second Edition* [14], pada awalnya sebelum struktur beton prategang digunakan dalam desain jembatan, kebanyakan struktur atas atau *superstructure* didesain dengan menggunakan material beton bertulang. Pada saat itu, jembatan beton bertulang kebanyakan adalah jembatan bentang pendek dan merupakan struktur bentang sederhana (*simply supported bridge*). Selanjutnya ketika beton prategang mulai diperkenalkan dalam konstruksi jembatan, pembangunan jembatan dalam hal ini jembatan jalan layang mengalami peningkatan yang sangat drastis.

Dalam perkembangannya, konstruksi jembatan beton prategang memiliki berbagai macam tipe struktur. Beberapa diantaranya adalah jembatan gelagar beton prategang seperti gelagar *I-beam*, *U-beam*, *T-beam*, dan juga *box girder*. Ada pula tipe jembatan yang menggunakan komponen *slab* atau pelat jembatan sebagai komponen utama *superstructure*, dalam hal ini jembatan tersebut dinamakan jembatan *concrete slab*. Komponen kabel prategang dalam struktur jembatan beton dapat dibedakan menjadi *pre-tension prestressing* dan *post-tension prestressing*. Sementara sistem struktur gelagarnya dapat dibedakan menjadi sistem *simple span* ataupun *continuous span*.



Gambar 2.1 Berbagai tipe jembatan beton (*Design of Highway Bridge 2007*)

Adapun tipe struktur jembatan gelagar yang cukup sering digunakan dalam konstruksi jembatan jalan layang adalah gelagar *box*. Gelagar *box* memiliki kemampuan yang baik dalam menahan torsi yang terjadi pada gelagar sehingga tidak diperlukan adanya pengaku lateral (*bracing*). Bila dibandingkan dengan gelagar *I-beam*, gelagar *box* memiliki deformasi *creep* yang lebih kecil dan memiliki kemudahan dalam pemasangan tulangan tarik [14]. Karakteristik tersebut membuat gelagar *box* beton sangat cocok digunakan sebagai komponen *superstructure* jembatan jalan layang bentang panjang.

Pemilihan sistem struktur (*simply supported span* atau *continuous span*) juga menjadi hal penting yang perlu dipahami. Masing-masing sistem struktur memiliki berbagai keuntungan-kerugian dan konsekuensi dalam desain jembatan. Kemudahan dalam metode konstruksi, biaya total konstruksi, dan kenyamanan dalam penggunaan jembatan adalah beberapa hal utama yang perlu ditinjau sebelum menentukan sistem struktur yang akan digunakan.

Masing-masing aspek tinjauan di atas adalah hal-hal yang saling terkait. Contohnya adalah bila digunakan jembatan gelagar *box* bentang menerus (*continuous span*), maka kemungkinan pelaksanaan konstruksi menjadi relatif lebih sulit, sedangkan biaya total konstruksi akan sangat bergantung dari metode pelaksanaannya, jumlah komponen prategang yang digunakan, volume beton yang terpakai, dan lain sebagainya. Adapun beberapa aspek tambahan lain adalah bila digunakan sistem *continuous span*, maka penggunaan *expansion joint* diatas pilar jembatan dapat dikurangi, tidak terjadi fenomena *unseating* gelagar di atas perletakan, dan tidak terjadi *pounding* antar gelagar saat gempa berlangsung.

2.1.1 SUB-STRUCTURE

Dari semua komponen struktur pada jembatan jalan layang, komponen *sub-structure* (pilar dan *abutment*) juga merupakan hal yang sangat penting keberadaannya. Pilar jembatan menjadi komponen struktur yang sangat terlihat, setidaknya oleh para pengguna jalan. Perilaku inelastik struktur jembatan secara keseluruhan pun seringkali ditentukan oleh komponen pilar jembatan. Tingkat daktilitas pilar yang ditunjukkan saat terbentuknya sendi plastis akan menentukan level kinerja struktur jembatan dalam *performance based design*.

Banyak aspek penting yang perlu ditinjau dalam mendesain pilar jembatan jalan layang. Bentuk pilar yang baik secara estetika, ketersediaan lahan bagi dimensi pilar terkait, perilaku pilar terhadap beban gempa, kemudahan pelaksanaan terkait *existing* jalan, serta aspek ekonomis pilar adalah beberapa hal yang perlu ditinjau oleh *engineer* struktur dan pengambil keputusan dalam desain struktur bawah jembatan (*substructure*).

Beberapa fungsi penting pilar bagi struktur jembatan secara keseluruhan dapat dirangkumkan sebagai berikut:

- Menopang berat sendiri pilar
- Menopang berat sendiri struktur atas (*superstructure*)
- Menopang beban hidup dan gaya lateral
- Menyalurkan setiap beban yang ada ke pondasi

Desain pilar jembatan yang baik akan terlihat bila fungsi-fungsi tersebut serta aspek-aspek dalam desain yang telah dijelaskan sebelumnya tercapai.

2.2 PERFORMANCE BASED DESIGN PADA JEMBATAN

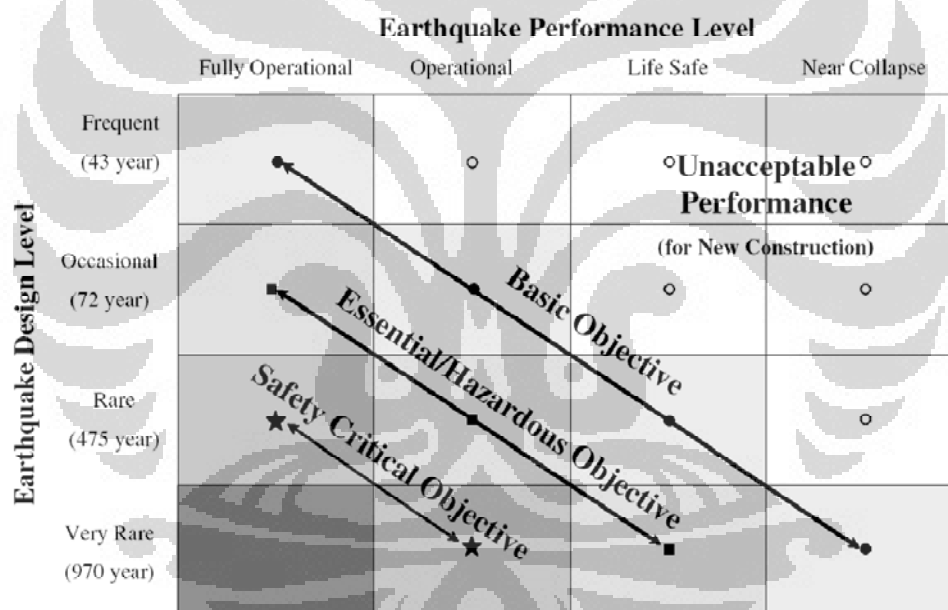
Kriteria desain struktur berbasis performa (*performance-based design*) didasarkan pada pengertian bahwa performa struktur dapat diprediksi dan dievaluasi secara baik dan terukur. Sehingga *performance-based design* dalam perencanaan diharapkan dapat memberikan kepastian target performa kepada *owner* mengenai struktur yang didesain. Pada dasarnya, semua ketentuan desain struktur dalam peraturan-peraturan sebelumnya merupakan suatu *partial performance-based* yang mencoba mengkaitkan kriteria desain terhadap level performa struktur, dimana level performa yang dituju adalah kinerja struktur diambang keruntuhan (*collapse prevention*).

Secara konsep, *performance-based design* memberikan keuntungan bagi para *owner* untuk memilih tingkat performa struktur, dan disaat bersamaan memberikan para *engineer* keharusan dalam mendesain sesuai dengan tingkatan performa struktur yang diinginkan. Dalam perkembangannya, terdapat beberapa panduan mengenai *performance-based design*, beberapa diantaranya adalah Vision 2000 - SEAOC (1995), ATC-40 (1996), dan FEMA 356 (2000).

Panduan-panduan tersebut pada umumnya adalah ketentuan untuk struktur bangunan gedung, namun dapat juga digunakan sebagai panduan bagi struktur jembatan (*Jamshid Mohammadi dan Amy Floren, ASCE, 2001*) [11]. Tentu saja penerapan dalam struktur jembatan perlu terlebih dahulu mengikuti kaidah desain sesuai dengan peraturan atau *code* desain yang digunakan (AASHTO atau SNI).

2.2.1 Vision 2000 (SEAOC 1995)

Panduan ini awalnya dikembangkan oleh *Structural Engineers Association of California* (SEAOC) dan diterbitkan pada tahun 1995. Buku panduan ini ditujukan untuk rehabilitasi bangunan *existing* dan juga dapat digunakan untuk bangunan baru. Berdasarkan ketentuan Vision 2000, tingkat performa struktur dan level bahaya gempa diilustrasikan dalam gambar berikut ini.



Gambar 2.2 Level kinerja struktur berdasarkan ketentuan SEAOC

2.2.2 FEMA 356 (2000)

Sejalan dengan Vision 2000, *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) membiayai suatu proyek yang besar dalam merumuskan panduan perbaikan struktur bangunan terhadap gempa. Proyek ini menghasilkan FEMA 273 dan FEMA 274 pada tahun 1996, yang kemudian direvisi dan dipublikasikan sebagai standar ASCE pada tahun 2000 dengan nama FEMA 356.

Panduan dalam FEMA 356 [6] memberikan ketentuan sasaran kinerja yang terdiri dari kejadian gempa rencana (*earthquake hazard*) dan tingkat kerusakan yang diijinkan atau level kinerja (*performance level*). Kategori level kinerja struktur berdasarkan FEMA 356 adalah sebagai berikut:

- Segera dapat dipakai (IO = *Immediate Occupancy*)
- Keselamatan terjamin (LS = *Life Safety*)
- Terhindar dari keruntuhan total (CP = *Collapse Prevention*)

Panduan FEMA 356 memberikan ketentuan yang terperinci terhadap performa struktur dan juga *acceptance criteria*. *Acceptance criteria* adalah pembahasan pada level komponen atau elemen struktur dimana perilakunya ditentukan oleh deformasi (*deformation controlled*) atau gaya (*force controlled*). *Deformation controlled* memberikan gambaran perilaku komponen struktur yang duktail, sebaliknya *force controlled* memberikan gambaran perilaku komponen struktur yang *brittle* atau getas.

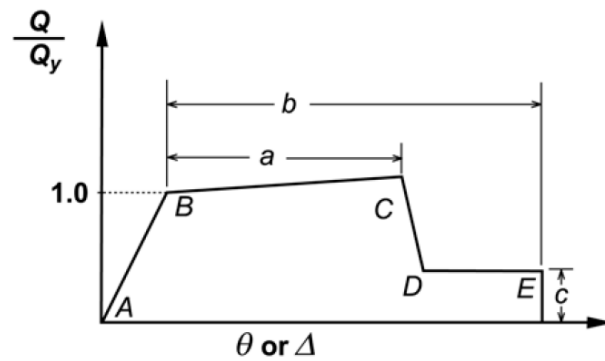
Khususnya untuk perilaku *deformation controlled*, panduan dalam FEMA 356 memberikan tabulasi dan kurva *load-deformation* umum tentang parameter modeling dan nilai-nilai deformasi yang dapat diterima berkaitan dengan level kinerja struktur (*immediate occupancy, life safety, dan collapse prevention*).

Tabel 2.1 *Modeling parameter dan acceptance criteria*

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
				Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Component Type						
				Primary		Secondary				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Sumber: Tabel 6-8 FEMA 356



Gambar 2.3 Kurva hubungan *load-deformation* berdasarkan FEMA 356

Untuk analisa dinamik nonlinear, perilaku histerikal dari tiap komponen harus dimodelkan menggunakan hasil eksperimen. Penggunaan kurva hubungan *load-deformation* pada gambar di atas untuk menunjukkan kurva *envelope* dari hasil pembebanan siklik juga diperbolehkan. Penggambaran kurva *envelope load-deformation* harus memperhatikan karakteristik degradasi *stiffness* dan kekuatan dari komponen struktur yang ditinjau.

2.3 ANALISA NONLINEAR

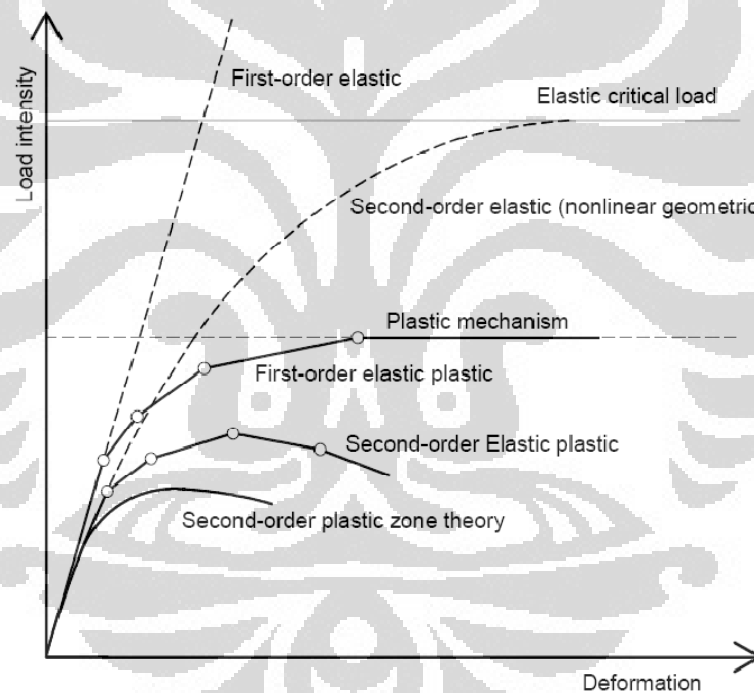
Dewasa ini, analisa nonlinear pada jembatan telah memberikan hasil yang akurat karena kemampuannya dalam mengevaluasi perilaku inelastik dari struktur akibat beban gempa. Dalam desain struktur terhadap beban gempa, struktur jembatan diperbolehkan mengalami beberapa tingkat kerusakan (plastifikasi) pada bagian-bagian tertentu tanpa mengalami keruntuhan (*without collapse*).

Untuk mengontrol dan mengevaluasi tingkat kerusakan yang diperbolehkan tersebut, analisa nonlinear diluar batasan elastik sangat diperlukan. Suatu analisa nonlinear adalah hal yang kompleks dan memerlukan banyak asumsi penyederhanaan. Para *engineers* haruslah terbiasa dan mengetahui mengenai komplektisitas dan asumsi-asumsi dalam mendesain jembatan tersebut.

Banyak faktor yang mempengaruhi perilaku nonlinear dari suatu jembatan. Faktor-faktor tersebut meliputi sifat nonlinearitas material, nonlineritas geometri atau *second-order effect*, perilaku nonlinear dari *boundary conditions*, dan lain sebagainya. Pembahasan mengenai perilaku nonlinear dalam analisa struktur merupakan hal yang sangat luas cakupannya. Dalam hal ini hanya nonlinearitas material dan geometri saja yang akan dibahas dalam penelitian ini.

Gambar berikut ini menunjukkan kurva beban lateral vs *displacement* dari suatu rangka dengan menggunakan beberapa metode analisis struktur dan menunjukkan rangkuman dari berbagai metode analisa struktur (*Bridge Engineering Seismic Design, Wai-Fah Chen dan Lian Duan. 2003*) [4]. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa *first-order elastic analysis* memberikan hasil berupa garis lurus tanpa ada batasan beban runtuh (*failure load*).

Sementara *first order elastic plastic analysis* dapat memprediksikan kapasitas plastis maksimum dalam basis geometri struktur yang tidak berdeformasi. *Second-order elastic analysis* menunjukkan kurva nonlinear tanpa ada pembentukan sendi plastis pada struktur, sedangkan *second order elastic plastic analysis* dapat menunjukkan kurva beban vs deformasi secara lebih akurat.

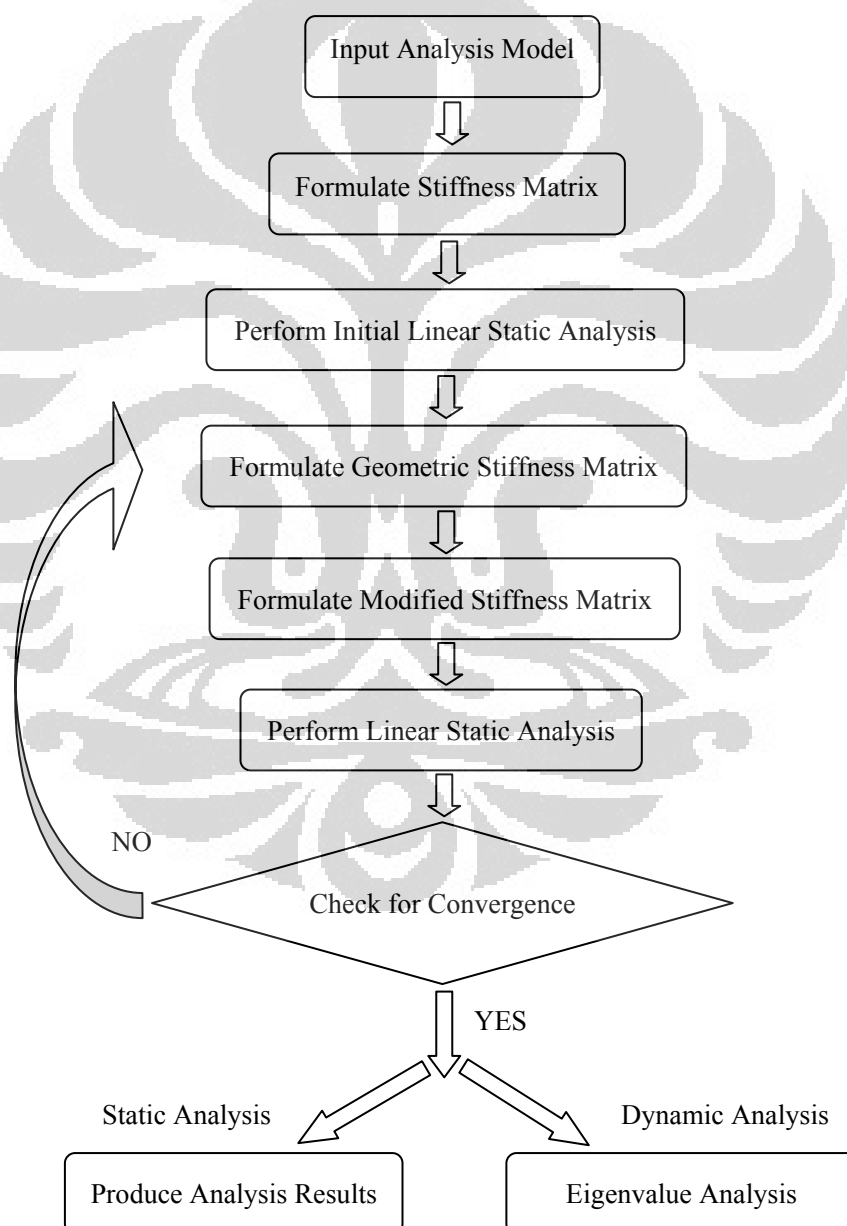


Gambar 2.4 Kurva hubungan *lateral load vs deflection*

Ketika suatu struktur dianalisa dengan perilaku linear elastik, maka analisa tersebut didasarkan oleh hubungan yang proporsional antara pembebanan dan *displacement* yang terjadi dengan mengasumsikan kurva tegangan-regangan material yang linear dan *displacement* geometri struktur yang kecil. Berikut ini akan disampaikan pembahasan mengenai perilaku nonlinear geometri dan perilaku nonlinear dari material komponen struktur.

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

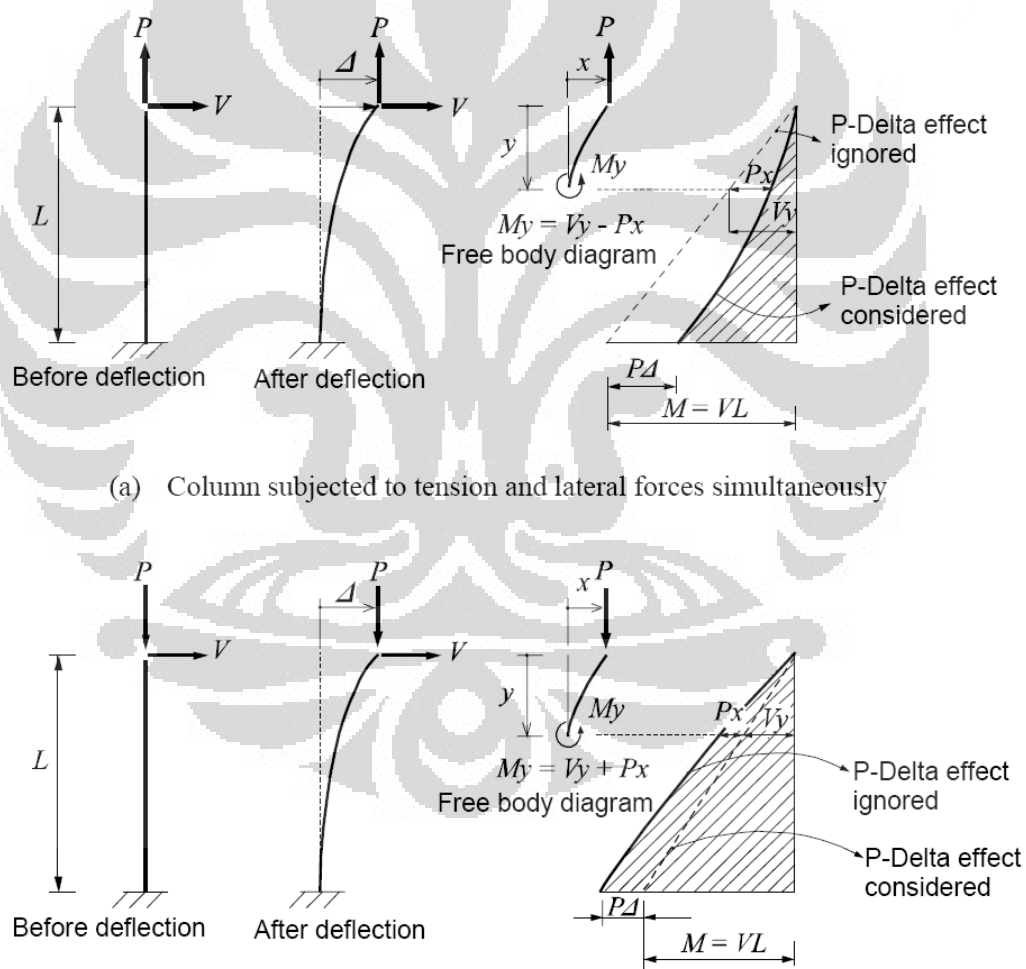
Konsep analisa *P-Delta* adalah dengan melakukan analisa linear elastik pada kondisi pembebanan awal, kemudian akan diformulasikan matriks kekakuan geometri yang baru berdasarkan nilai gaya-gaya dalam ataupun tegangan yang didapatkan dari analisa awal tersebut. Matriks kekakuan geometri tersebut kemudian secara berulang dimodifikasi dan digunakan untuk analisa berikutnya sampai didapatkan kondisi yang konvergen. Berikut ini adalah gambaran *flow-chart* dalam analisa *P-Delta* (*MIDAS Analysis Reference*) [10]:



Gambar 2.5 *Flow-chart P-Delta analysis*

Ketika suatu beban lateral bekerja pada kolom suatu struktur, maka dari hasil analisa sederhana didapatkan nilai momen dan gaya geser pada member kolom tersebut. Bila ada suatu beban tambahan aksial yang bekerja pada kolom, maka gaya aksial tarik akan mereduksi gaya-gaya dalam pada kolom, sementara sebaliknya gaya aksial tekan akan memberikan penambahan gaya-gaya dalam (momen tambahan) pada kolom.

Oleh karena itu, maka dapat dikatakan bahwa gaya tarik yang bekerja pada elemen kolom yang juga mendapat gaya lateral disaat bersamaan akan menambah kekakuan kolom terhadap beban lateral, sementara gaya tekan memberikan efek yang sebaliknya. Gambar berikut memberikan penjelasan mengenai hal tersebut.



Gambar 2.6 Perilaku kolom kantilever akibat efek *P-Delta*

Bila efek *P-Delta* diabaikan, maka nilai momen kolom akibat beban lateral saja akan bervariasi dari $M = 0$ pada ujung atas kolom dan $M = VL$ pada dasar kolom. Adanya tambahan aksial tarik ataupun tekan akan menghasilkan momen negatif atau positif akibat efek *P-Delta*. Dengan kata lain efek *P-Delta* adalah sama dengan penambahan atau pengurangan kekakuan lateral kolom.

Displacement lateral sendiri dapat diekspresikan sebagai fungsi dari gaya lateral dan aksial sebagai berikut:

$$\Delta = \frac{V}{K}, \quad K = K_0 + K_G \quad (2.1)$$

Dimana, K_0 adalah kekakuan lateral awal dari kolom dan K_G merepresentasikan kekakuan geometri yang berasal dari efek perubahan (penambahan / pengurangan) kekakuan kolom akibat adanya gaya aksial. Formulasi untuk matriks kekakuan geometri untuk truss, balok dan elemen pelat dapat ditemukan dalam formulasi analisis tekuk atau *buckling analysis*. Proses iterasi dalam analisa *P-Delta* dapat dijelaskan sebagai berikut ini (*MIDAS Analysis Reference*):

1st step analysis

$$\Delta_1 = V / K_0$$

2nd step analysis

$$\Delta_2 = f(P, \Delta_1), \Delta = \Delta_1 + \Delta_2$$

3rd step analysis

$$\Delta_3 = f(P, \Delta_2), \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \quad (2.2)$$

•
•
•

nth step analysis

$$\Delta_n = f(P, \Delta_{n-1}), \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \dots + \Delta_n$$

Setelah mendapatkan nilai Δ_1 dari analisa pada step pertama, matriks kekakuan geometri akibat adanya beban aksial ditemukan, yang kemudian akan ditambahkan ke matriks kekakuan awal / inisial untuk mendapatkan formulasi matriks kekakuan yang baru. Matriks kekakuan yang baru ini kemudian dipakai untuk menghitung nilai Δ_2 yang merefleksikan efek *P-Delta*, lalu dilakukan pengecekan terhadap kondisi konvergensi struktur.

Dalam menggunakan bantuan program MIDAS Civil untuk analisis struktur, maka kondisi konvergensi didefinisikan dalam “*P-Delta Analysis Control*” yang merupakan “*maximum number of iteration*” dan “*displacement tolerance*”. Tahapan-tahapan perhitungan yang telah dijelaskan sebelumnya akan terus diiterasi hingga kondisi konvergensi tercapai.

Maka persamaan kesetimbangan statik untuk analisa *P-Delta* dinyatakan dalam formulasi sebagai berikut ini:

$$[K]\{u\} + [K_G]\{u\} = \{P\} \quad (2.3)$$

Dimana,

$[K]$: Matriks kekakuan awal (*pre-deformed*)

$[K_G]$: Matrik kekakuan geometri

$\{P\}$: Vektor beban statik

$\{u\}$: Vektor *displacement*

2.3.2 Non Linear Material

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

2.3.2.1 *Stress-Strain* Pada Beton *Confined* dan *Unconfined*

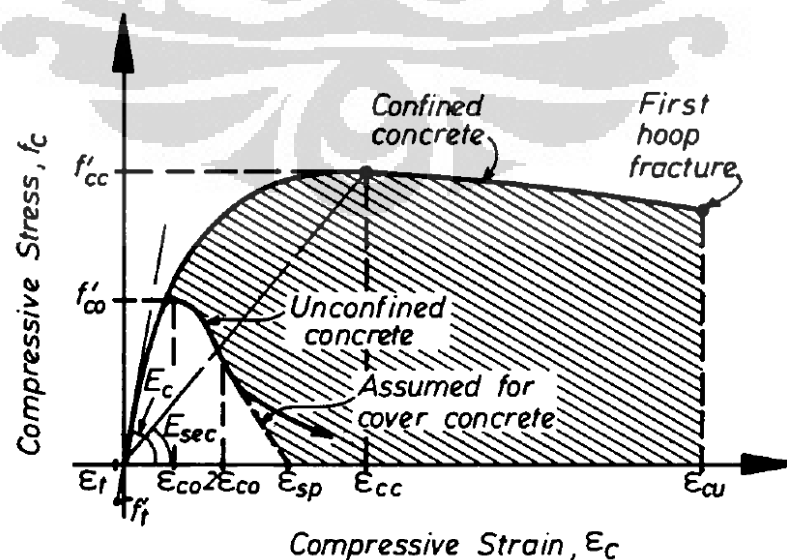
Nonlinearitas material beton dalam analisis didapatkan dari kurva nonlinear hubungan tegangan-regangan. Hasil test telah menunjukkan bahwa ketersediaan pengekangan dalam jarak spasi yang rapat dapat secara *significant* menambah tegangan dan regangan tekan beton *ultimate*. Tulangan baja sengkang yang dapat mencegah tertekuknya tulangan utama tekan longitudinal akan menambah daktilitas beton (*Bridge Engineering Seismic Design - Chapter 4, Wai-Fah Chen dan Lian Duan, 2003*) [4].

Banyak penelitian yang telah dilakukan untuk mendapatkan kurva tegangan-regangan beton (*confined* dan *unconfined*). Pada umumnya penelitian-penelitian awal dilakukan dengan meneliti perilaku beton yang dibebani dengan “*active confining pressure*”. Pada percobaan benda uji silinder, tegangan tekan aksial ditingkatkan secara bertahap sedangkan tegangan lateral melalui media fluida dijaga tetap. Hubungan antara tegangan tekan beton maksimum f'_{cc} dari benda uji terkekang dan tegangan lateral fluida f_l dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_l \quad (2.4)$$

Dimana, f'_{cc} adalah kuat tekan beton terkekang, f'_{co} adalah kuat tekan beton tidak terkekang, k_1 adalah koefisien yang tergantung dari campuran beton dan tegangan lateral, dan f_l adalah tegangan kekang lateral.

Penelitian berlanjut dengan menggunakan istilah pengekangan pasif atau “*passive confining pressure*” (Diktat Kuliah Strukur Beton Lanjut, Steffie Tumilar, 2007) [15]. Istilah ini adalah untuk kondisi benda uji yang dibebani dengan peningkatan gaya tekan aksial secara bertahap serta menimbulkan tegangan lateral pada tulangan pengekangnya (*transverse reinforcement*). Salah satu usulan dan rekomendasi yang banyak digunakan saat ini adalah hubungan tegangan-regangan yang diusulkan oleh Mander, Priestly, dan juga Park (1988) [9]. Usulan tersebut diasumsikan dapat berlaku umum, baik untuk beton berpenampang bulat maupun persegi. Bentuk kurva hubungan tegangan-regangan yang direkomendasikan oleh mereka dapat dilihat dalam gambar berikut ini:



Gambar 2.7 Stress-strain model usulan Mander, Priestly, dan Park

Untuk pembebanan *monotonic* dan *slow strain rate*, tegangan tekan longitudinal beton f_c ditunjukkan dalam rumusan:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2.5)$$

Dimana f'_{cc} adalah kuat tekan beton terkekang maksimum, dan nilai parameter x didapatkan dari rumusan:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}, \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.6)$$

Dengan nilai ε_c adalah regangan tekan beton, seperti yang diusulkan oleh *Richard et al. (1928)*, nilai $\varepsilon_c = 0.002$ dapat dipakai, serta nilai-nilai parameter lainnya dinyatakan sebagai berikut:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa}, \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.7)$$

Untuk mendefinisikan perilaku kurva tegangan-regangan pada selimut beton atau dalam hal ini adalah *unconfined concrete*, bagian kurva yang drop secara drastis dimana $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$, diasumsikan sebagai garis lurus yang mencapai nilai tegangan nol saat regangan beton terlepas (*spalling strain* ε_{sp}).

Untuk mendapatkan nilai tegangan beton terkekang maksimum f'_{cc} , maka digunakan perumusan sebagai berikut ini:

- *Penampang beton bulat terkekang tulangan sengkang melingkar / spiral*

Pada gambar di bawah ini, aksi busur dianggap membentuk parabola derajat dua dengan sudut kemiringan tangen 45° , dan A_e dihitung sebagai berikut ini:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 \left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2 \quad (2.8)$$

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \quad (2.9)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{1 - \rho_{cc}}, \quad \text{Untuk sengkang lingkaran} \quad (2.10)$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}}, \quad \text{Untuk sengkang spiral} \quad (2.11)$$

$$2f_{yh}A_{sp} = f_l s d_s \quad (2.12)$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (2.13)$$

Dimana,

f_{yh} : Tegangan leleh dari tulangan transversal

A_{sp} : Luas tulangan transversal

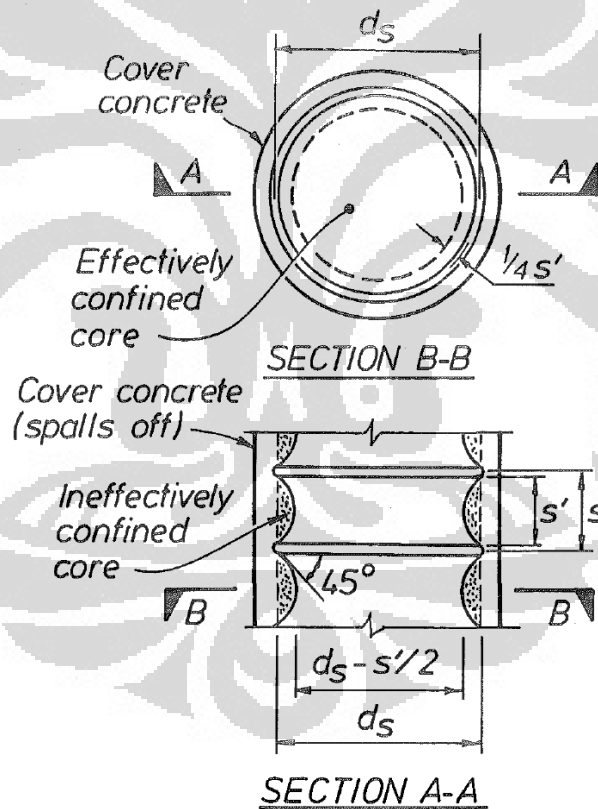
f_l : Tekanan kekang lateral pada beton

s : Spasi sengkang lingkaran atau *pitch* dari spiral

s' : Spasi bersih dari sengkang lingkaran

d_s : Diameter inti beton

ρ_s : Ratio volume sengkang terhadap volume inti beton terkekang



Gambar 2.8 Pengekangan efektif untuk sengkang melingkar

Dengan mensubstitusi persamaan (2.12) ke persamaan (2.13), maka didapatkan:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (2.14)$$

$$f_l' = k_e f_l \quad (2.15)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.14) ke persamaan (2.15), maka didapatkan:

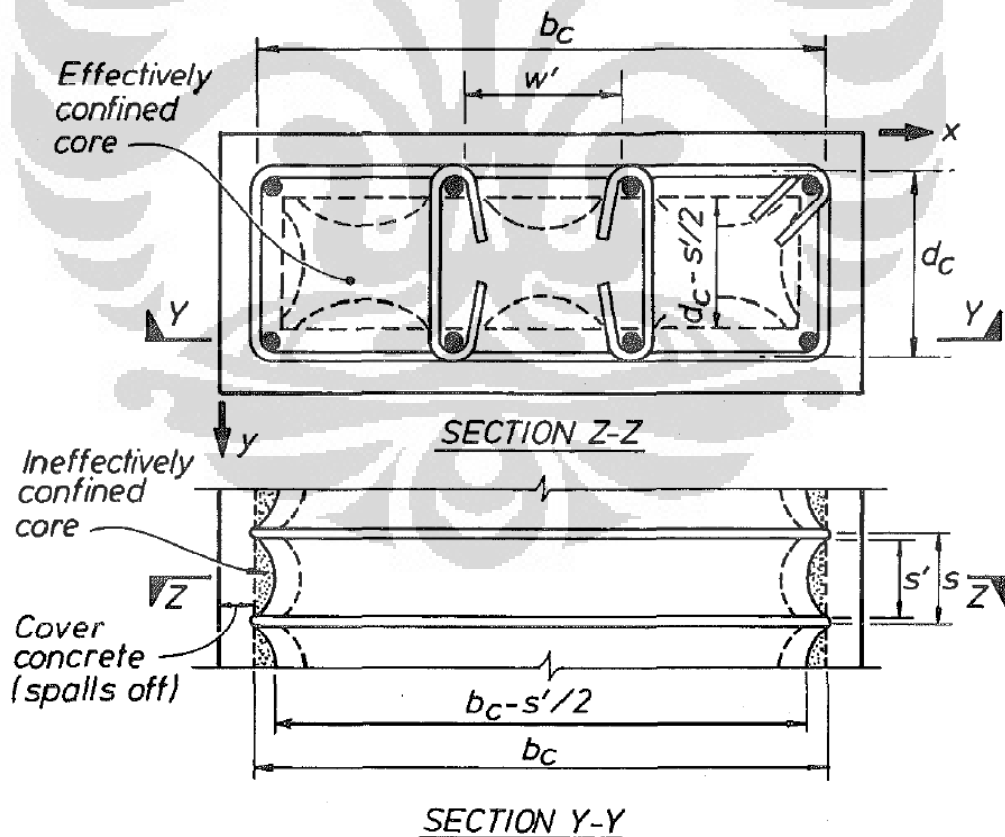
$$f_l' = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (2.16)$$

Selanjutnya *Mander* menentukan nilai f_{cc}' mengikuti model dari *William* dan *Warnke* (1975), dan nilai usulan rumusan kuat tekan beton terkekang adalah:

$$f_{cc}' = f_{co}' \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{co}'} - 2 \frac{f_l'}{f_{co}'}} \right) \quad (2.17)$$

- *Penampang beton persegi terkekang dengan atau tanpa kait ikat*

Dalam penggambaran berikut kembali ditunjukkan bahwa aksi busur (*arching action*) membentuk parabola dengan sudut kemiringan tangen 45° . Pembusuran terjadi secara vertikal antara *layers* dari tulangan sengkang dan tulangan longitudinal. Luasan area beton terkekang efektif didapatkan dengan mengurangi luasan inti beton dengan luasan parabola tidak efektif.



Gambar 2.9 Pengekangan efektif untuk sengkang persegi

Maka total luasan area beton terkekang tidak efektif dengan adanya sejumlah n tulangan longitudinal dan jarak bersih spasi tulangan longitudinal w' adalah:

$$A_t = \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \quad (2.18)$$

Maka didapatkan rumusan untuk menyatakan luasan area beton terkekang efektif sebagai berikut ini:

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (2.19)$$

Dengan b_c dan d_c adalah dimensi inti beton dalam arah x dan y, dimana $b_c \geq d_c$, maka koefisien pengekangan efektif untuk tulangan sengkang persegi dapat dituliskan dalam rumusan sebagai berikut:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.20)$$

Dalam arah x dan y, maka ratio penulangan sengkang dapat ditunjukkan dalam rumusan sebagai berikut:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c}, \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s d_c} \quad (2.21)$$

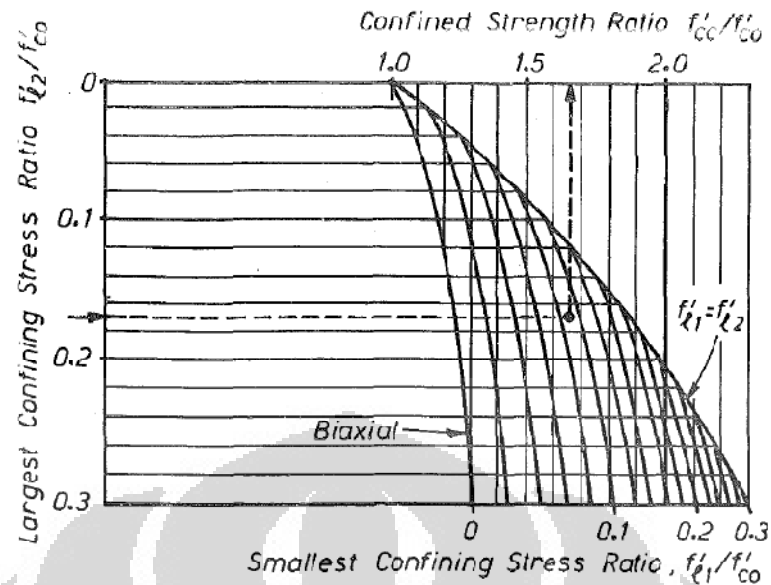
Dengan nilai A_{sx} dan A_{sy} adalah luasan tulangan sengkang dalam arah x dan y, maka tegangan kekang lateral pada beton untuk kedua arah tinjauan dapat dinyatakan dalam rumusan:

$$f'_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad \text{dan} \quad f'_{ly} = \frac{A_{sy}}{s d_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (2.22)$$

Sehingga didapatkan tegangan kekang lateral efektif untuk dua arah tinjauan dalam rumusan sebagai berikut ini:

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad \text{dan} \quad f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (2.23)$$

Ketika nilai f'_{lx} dan f'_{ly} sudah dapat diketahui dan dengan ketentuan $f'_{lx} \geq f'_{ly}$, maka nilai tegangan kekang maksimum dapat ditentukan berdasarkan grafik:



Gambar 2.10 Grafik tegangan kekang maksimum pada penampang persegi

Hubungan tegangan-regangan yang linear diasumsikan pada daerah tarik beton. Berdasarkan pembebanan tarik monotonik, maka nilai tegangan beton f_c dinyatakan dalam rumusan berikut ini:

$$f_c = E_c \varepsilon_c, \text{ untuk kondisi } f_c < f'_t \quad (2.24)$$

Diluar dari kondisi di atas, nilai $f_c = 0$. E_c adalah modulus elastisitas beton, ε_c adalah regangan tarik longitudinal beton, dan f'_t adalah kuat tarik beton.

Eksperimen telah menunjukkan bahwa penurunan mendadak atau *sudden drop* pada kurva tegangan-regangan beton terkekang terjadi ketika keruntuhan atau fraktur pertama terjadi pada baja tulangan sengkang. Persamaan yang *simple* dan konservatif dalam mengestimasi regangan ultimate beton terkekang yang diberikan oleh *Priestly et al.* adalah sebagai berikut:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.25)$$

Dimana ε_{su} adalah regangan tarik maksimum baja tulangan, dan untuk penampang persegi $\rho_s = \rho_x + \rho_y$. Nilai tipikal untuk ε_{cu} adalah berkisar antara 0.012 sampai 0.05. Persamaan di atas adalah formulasi untuk bagian terkekang yang dibebani aksial tekan, sementara untuk elemen beton yang mengalami lentur ataupun kombinasi aksial tekan dan lentur, maka nilai regangan tersebut secara konservatif dapat dikurangi 50% (*Wai-Fah Chen dan Lian Duan, 2003*) [4].

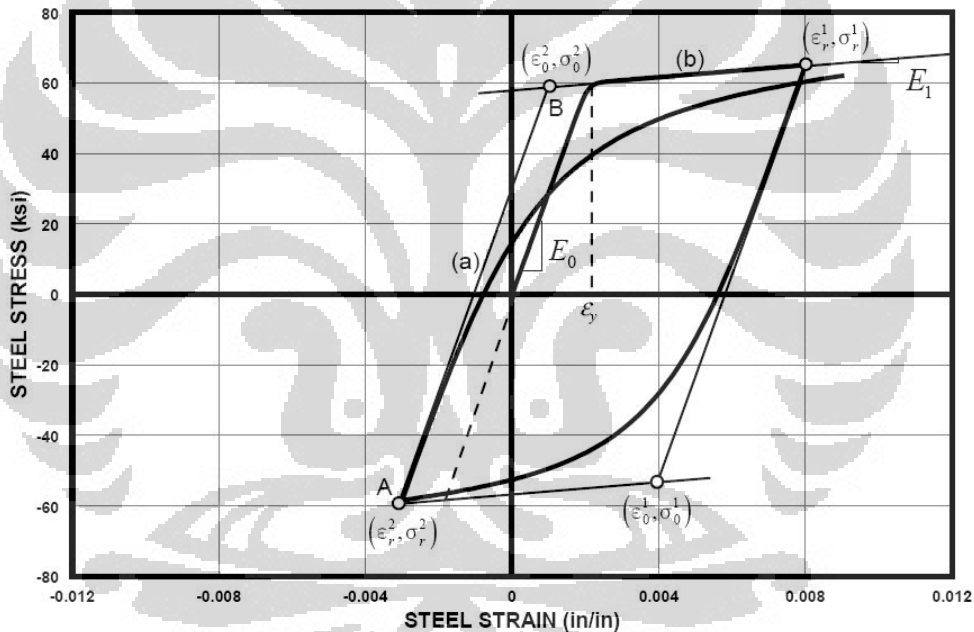
2.3.2.2 Stress-Strain Pada Baja Tulangan

Perilaku tegangan-regangan baja tulangan akan dimodelkan menggunakan kurva yang diberikan oleh *Menegetto* dan *Pinto* (1973). Model kurva yang dikembangkan oleh mereka sangat baik dan cocok bila dibandingkan dengan hasil eksperimen beban siklik pada baja tulangan. Persamaan-persamaan berikut ini akan mendefinisikan model kurva yang dideskripsikan oleh *Menegetto* dan *Pinto*.

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (2.26)$$

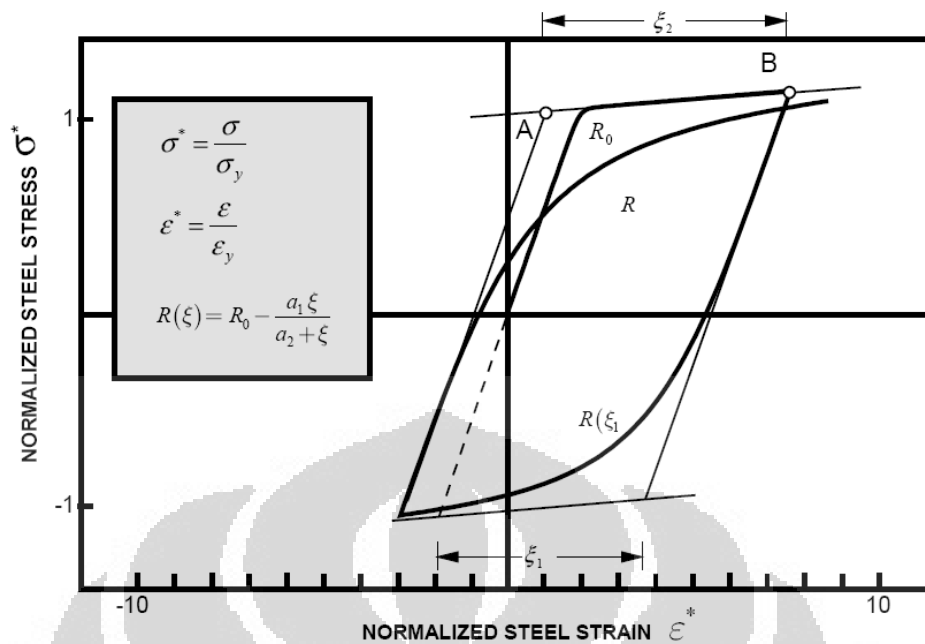
Dimana,

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}, \text{ dan } \sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (2.27)$$



Gambar 2.11 Model kurva *Menegetto* dan *Pinto*

Gambar di atas merepresentasikan transisi dari garis lurus asimtot dengan kemiringan E_0 dan garis lurus asimtot lainnya dengan kemiringan E_1 (garis *a* dan garis *b*). Nilai σ_0 dan ε_0 merupakan nilai tegangan dan regangan pertemuan antara kedua garis (titik B). Selanjutnya, nilai σ_r dan ε_r adalah tegangan dan regangan pada titik balik kurva (titik A). Nilai b adalah rasio *strain hardening*, yaitu rasio antara kemiringan E_1 dan E_0 .



Gambar 2.12 Definisi parameter *curvature* R

Parameter R adalah nilai yang mempengaruhi bentuk dari transisi kurva dan menunjukkan estimasi yang baik terhadap *Bauschinger effect*. Nilai R bergantung pada perbedaan regangan antara titik pertemuan garis asimtot (titik A) dengan titik beban balik sebelumnya (titik B). Berdasarkan *Menegetto* dan *Pinto*, nilai R dapat diekspresikan dalam rumusan sebagai berikut:

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.28)$$

R_0 adalah nilai dari parameter R pada saat pembebanan pertama. Nilai a_1 dan a_2 adalah parameter-parameter yang didefinisikan secara eksperimental bersamaan dengan definisi R_0 . Definisi dari parameter ξ akan tetap *valid* bila pembebanan ulang terjadi setelah *partial unloading* (*Fabio F. Taucer et al. 1991*) [13].

2.4 ANALISA STRUKTUR DINAMIK

Tujuan utama analisa struktur adalah untuk mengevaluasi perilaku dan respons struktur terhadap berbagai kondisi pembebanan yang mungkin terjadi pada struktur. Secara umum, analisa struktur dapat diklasifikasikan menjadi analisa statik dan analisa dinamik. Analisa statik adalah suatu analisa dengan tidak dipengaruhi oleh perubahan beban terhadap waktu (*time-independent*).

Sementara analisa dinamik adalah analisa struktur dimana memperhitungkan pengaruh perubahan waktu terhadap besaran, arah, dan posisi pembebanan. Beban-beban dinamik tipikal untuk analisa struktur jembatan adalah beban pergerakan kendaraan dan beban dari aksi-aksi gelombang seperti gelombang angin, ombak, dan juga pergerakan tanah saat terjadi gempa.

Berdasarkan buku *Bridge Engineering Seismic Design* (2003) [4], analisa dinamis struktur jembatan terhadap beban gempa berdasarkan zona gempa, geometri struktur, dan tingkat kepentingan jembatan, dapat diklasifikasikan menjadi beberapa metode analisa sebagai berikut:

- Metode analisa *single-mode*, dengan mengasumsikan bahwa beban gempa dapat dianggap sebagai gaya horizontal statik ekuivalen yang bekerja pada elemen struktur dalam arah longitudinal dan transversal jembatan.
- Metode analisa *multi-mode spectral*, dengan mengasumsikan bahwa respons struktur jembatan (gaya-gaya dalam, tegangan, dan *displacement*) didapatkan dengan melakukan kombinasi pada masing-masing respons struktur untuk tiap-tiap mode yang ditentukan. (CQC, SRSS, dll).
- Metode analisa *time-history*, adalah suatu penyelesaian numerik dalam analisa struktur dengan integrasi dari persamaan gerak dinamis. Analisa ini biasanya dilakukan untuk struktur jembatan yang kompleks dan penting.

2.4.1 Analisa Dinamik Riwayat Waktu Non Linear

Analisa riwayat waktu nonlinear memperhitungkan efek nonlinearitas atau pengurangan kekuatan dan kekakuan dari elemen-elemen pada jembatan selama pembebanan dari intensitas *ground motion* diberlakukan pada struktur. Pola pembebanan pada analisa riwayat waktu ini adalah percepatan tanah atau *ground motion acceleration*, bukan beban luar terpusat ataupun beban merata pada elemen struktur. Gaya-gaya inersia terbentuk selama analisa berlangsung ketika struktur berdeformasi akibat adanya pergerakan tanah (*ground motion*). Setiap struktur akan mempunyai karakteristik dinamik berupa periode alami dan pola-pola getarnya masing-masing, yang akan bereksitasi terhadap pembebanan yang berasal dari input *ground motion* atau pergerakan tanah (*Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, 2008*) [1].

Karena pergerakan gempa dapat bereksitasi terhadap frekuensi-frekuensi alami struktur, maka pengabaikan pola-pola getar dan jumlah derajat kebebasan yang berlebihan dapat mengakibatkan *error* yang cukup besar pada hasil perhitungan. Berdasarkan ketentuan *Caltrans Seismic Design Criteria* (2004) [3], jumlah derajat kebebasan dan jumlah mode getar yang harus diperhitungkan haruslah cukup untuk menghasilkan setidaknya 90% partisipasi massa dalam arah longitudinal maupun dalam arah transversal struktur jembatan.

Satu-satunya kekurangan dalam analisa riwayat waktu adalah proses komputasi dan analisa yang sangat kompleks. Selama proses analisa, kapasitas dari komponen-komponen struktur jembatan dievaluasi dalam fungsi waktu berdasarkan perilaku nonlinear dari material dan elemen struktur. Meskipun adanya kompleksitas dalam analisa riwayat waktu ini, evaluasi dan analisa struktur dalam *time history analysis* akan memberikan hasil yang sangat akurat, salah satunya dikarenakan adanya redistribusi gaya-gaya internal pada struktur. Ada setidaknya dua metode dasar dalam analisa riwayat waktu nonlinear, metode *modal superposition* dan metode *direct integration* adalah dua metode yang paling umum dan sering digunakan dalam analisa riwayat waktu. Penjelasan berikut ini akan memberikan gambaran mengenai kedua metode tersebut.

2.4.1.1 Metode *Modal Superposition*

Dalam metode modal superposisi, digunakan persamaan kesetimbangan dinamis umum sebagai berikut:

$$[M]\{\ddot{u}_{(t)}\} + [C]\{\dot{u}_{(t)}\} + [K_L]\{u_{(t)}\} + \{p_{N(t)}\} = \{p_{(t)}\} \quad (2.29)$$

Dimana $[M]$ adalah matriks massa, $[C]$ adalah matriks redaman, $[K_L]$ adalah matriks kekakuan linear, $\{p_N\}$ adalah vektor gaya dari keadaan nonlinear, dan $\{p\}$ adalah vektor gaya. Untuk keperluan analisis, kekakuan efektif non-linear harus ditentukan untuk setiap elemen nonlinear pada struktur. Nilai kekakuan efektif tersebut berkisar antara nol hingga nilai maksimum dari kekakuan linear elemen. Maka persamaan di atas dapat ditulis ulang dalam bentuk:

$$[M]\{\ddot{u}_{(t)}\} + [C]\{\dot{u}_{(t)}\} + [K]\{u_{(t)}\} = \{p_{(t)}\} - [\{p_{N(t)}\} - [K_N]\{u_{(t)}\}] \quad (2.30)$$

Untuk mencari karakteristik modal, dapat digunakan analisa *eigen-vector* ataupun analisa *ritz-vector*. Dalam hal ini akan dijelaskan mengenai analisa *eigen-vector* berdasarkan buku *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Anil K. Chopra (1995)* [5].

Persamaan getaran bebas pada struktur tanpa redaman, dimana $\{p\} = 0$ dan $[C] = 0$ dapat ditulis dalam persamaan sederhana sebagai berikut ini:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{0\} \quad (2.31)$$

Sebagai solusi dari persamaan kesetimbangan dinamis di atas, maka akan diambil suatu fungsi persamaan lendutan sebagai berikut ini:

$$u(t) = q_n(t)\phi_n \quad (2.32)$$

Dimana,

$q_n(t)$: Lendutan harmonik (*time dependent*)

ϕ_n : Vektor fungsi bentuk (*time in-dependent*)

Sementara fungsi lendutan harmonik dapat dinyatakan dalam rumusan:

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (2.33)$$

Dimana A_n dan B_n adalah konstanta-konstanta integrasi yang dapat ditentukan dari kondisi awal atau *initial condition*. Dengan substitusi kedua persamaan di atas, kita dapatkan bentuk persamaan:

$$u(t) = \phi_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (2.34)$$

Dengan mensubstitusi persamaan displacement di atas dengan persamaan gerak dinamis awal (2.31) akan didapatkan suatu formulasi:

$$[-\omega_n^2 [M]\phi_n + [K]\phi_n]q_n(t) = 0 \quad (2.35)$$

Solusi trivial dari persamaan di atas adalah saat $q_n(t) = 0$, akan menghasilkan $u(t) = 0$ yang berarti tidak adanya pergerakan pada struktur. Sedangkan solusi non-trivial dari persamaan di atas adalah sebagai berikut ini:

$$[[K] - \omega_n^2 [M]]\phi_n = 0 \quad (2.36)$$

$$\det [[K] - \omega_n^2 [M]] = 0 \quad (2.37)$$

Bila bentuk determinan di atas diselesaikan, maka akan dihasilkan nilai *eigenvalue* ω_n^2 sebanyak N buah. Persamaan determinan tersebut dinamakan persamaan karakteristik atau persamaan frekuensi.

Setelah nilai-nilai frekuensi alami (*eigenvalue*) dari struktur didapatkan dari persamaan di atas, bila nilai-nilai frekuensi ω_n tersebut kemudian dimasukkan dalam persamaan (2.32) akan diperoleh sebanyak N buah vektor ϕ_n yang juga dikenal sebagai *eigen-vector* atau pola getar alami.

Dalam program MIDAS, proses analisa dengan metode *modal superposition* dalam mendapatkan respons *displacement* adalah dengan melakukan superposisi modal yang mempertahankan karakteristik ortogonalitas dari masing-masing modal. Metode ini didasari oleh nilai matriks redaman yang merupakan kombinasi linear dari matriks massa dan matriks kekakuan seperti berikut ini:

$$[C] = [\alpha M] + [\beta K] \quad (2.38)$$

Kemudian berdasarkan persamaan kesetimbangan dinamis awal sebelumnya (2.30) dan persamaan (2.32) dapat dituliskan rumusan sebagai berikut:

$$[M]\phi_n \ddot{q}_n(t) + [C]\phi_n \dot{q}_n(t) + [K]\phi_n q_n(t) = p(t) - [p_N(t) - [K_N]u(t)] \quad (2.39)$$

Dengan mengalikan persamaan di atas dengan ϕ_n^T maka akan didapatkan:

$$\phi_n^T [M]\phi_n \ddot{q}_n(t) + \phi_n^T [C]\phi_n \dot{q}_n(t) + \phi_n^T [K]\phi_n q_n(t) = \phi_n^T p(t) - \phi_n^T [p_N(t) - [K_N]u(t)] \quad (2.40)$$

Karena sifat ortogonalitas, maka persamaan di atas dapat dituliskan dalam bentuk sederhana sebagai berikut ini:

$$M_N \ddot{q}_n(t) + C_N \dot{q}_n(t) + K_N q_n(t) = p_N(t) - p_{NN}(t) \quad (2.41)$$

Ketika analisa riwayat waktu dilakukan, displacement dari struktur ditentukan dengan penjumlahan dari tiap produk *mode shape*. Tingkat akurasi dalam metode *modal superposition* ditentukan oleh jumlah *mode shape* yang digunakan. Metode ini tidak dapat diaplikasikan untuk kasus dimana matriks redaman tidak dapat diasumsikan sebagai kombinasi linear dari matriks kekakuan dan matriks massa.

2.4.1.2 Metode *Direct Integration*

Solusi dengan metode *direct integration* akan memenuhi persamaan dinamis pada step waktu tertentu dan akan memerlukan iterasi, terutama ketika perilaku nonlinear terbentuk pada struktur dan ketika kekakuan struktur perlu dikalkulasi ulang karena adanya penurunan kekuatan dan redistribusi gaya-gaya internal. Dalam penelitian ini digunakan bantuan program MIDAS Civil yang menggunakan metode *Newmark* untuk solusi *direct integration method*.

Dalam program MIDAS [10], elemen nonlinear dibedakan menjadi “*Element Type*” dan “*Force Type*”. *Element type* secara langsung memperhitungkan sifat-sifat nonlinear dengan merubah kekakuan elemen, sementara *force type* secara tidak langsung memperhitungkan sifat-sifat nonlinear dengan cara merubah gaya-gaya pada nodal elemen dengan gaya-gaya lain tanpa merubah kekakuan elemennya. Tabel berikut menunjukkan kedua tipe elemen nonlinear tersebut:

Tabel 2.2 Tipe elemen nonlinear (*MIDAS Analysis Reference*)

<i>Element Type</i>		<i>Type of Nonlinearity</i>
<i>Beam + Inelastic Hinge</i>		<i>Element</i>
<i>General Link</i>	<i>Spring + Inelastic Hinge</i>	<i>Element</i>
	<i>Visco-elastic Damper</i>	<i>Force</i>
	<i>Gap</i>	<i>Force</i>
	<i>Hook</i>	<i>Force</i>
	<i>Hysteretic Sistem</i>	<i>Force</i>
	<i>Lead Rubber Bearing</i>	<i>Force</i>
	<i>Friction Pendulum Sistem</i>	<i>Force</i>

Pada dasarnya persamaan gerak dinamis dengan memperhitungkan adanya elemen ineleastik pada struktur dapat ditulis dalam rumusan sebagai berikut:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + K_S u + f_E + f_F = p \quad (2.42)$$

Dimana,

M : Matriks massa

C : Matriks redaman

K_S : Matriks global kekakuan untuk elemen elastik

p : Beban dinamis

u, \dot{u}, \ddot{u} : Respose *displacement*, *velocity*, dan *acceleration*

f_E : Gaya nodal dari elemen nonlinear (*Element Type*)

f_F : Gaya nodal dari elemen nonlinear (*Force Type*)

Berdasarkan ketentuan dalam *MIDAS Analysis Reference* [10], metode *direct integration* harus digunakan untuk analisa riwayat waktu nonlinear yang mengandung elemen nonlinear dari *element type*. Bila struktur mengandung elemen nonlinear dari *force type*, maka analisis akan jauh lebih cepat diselesaikan dengan menggunakan metode *modal superposition*.

Dalam metode *direct integration*, proses iterasi berlangsung pada tiap *time step* untuk mendapatkan penambahan *displacement* hingga selisih gaya (*unbalanced force*) antara gaya-gaya dalam pada elemen dengan gaya luar berkurang mendekati nol. Selisih gaya tersebut dihasilkan dari perubahan kekakuan dalam elemen nonlinear dari “*Element Type*” dan perubahan dari gaya-gaya member dalam elemen nonlinear dari “*Force Type*”.

Persamaan kesetimbangan dalam tiap tahapan iterasi untuk mendapatkan respons pada waktu $(t+\Delta t)$ adalah sebagai berikut:

$$K_{eff} \cdot \delta u = p_{eff} \quad (2.43)$$

$$K_{eff} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} M + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} C + K \quad (2.44)$$

$$p_{eff} = p(t + \Delta t) - f_E - f_F - K_S u - M \ddot{u} - C \dot{u} \quad (2.45)$$

Dimana,

K_{eff} : Matriks kekakuan efektif

K : *Tangent* matriks kekakuan global untuk elemen elastik dan inelastik

δu : Vektor penambahan *displacement* pada tiap tahapan iterasi

p_{eff} : Vektor beban efektif pada tiap tahapan iterasi

β, γ : Parameter berdasarkan metode *Newmark*

$t, \Delta t$: Waktu dan penambahan waktu

Berdasarkan panduan dalam *Guidelines for Nonlinear Analysis Bridge Structures in California (2008)* [1], tabel berikut menunjukkan nilai-nilai parameter *Newmark* (β dan γ) serta tingkat akurasi dan stabilitas yang dicapai:

Tabel 2.3 Nilai-nilai parameter *Newmark*

Method	γ	β	δ	Stability	Accuracy
Central Difference	0.5	0	-	Conditional ($\Delta t/T_{min} < 0.3183$)	Excellent (small Δt)
Linear Acceleration	0.5	0.167	-	Conditional ($\Delta t/T_{min} < 0.5513$)	Very good (small Δt)
Average Acceleration	0.5	0.25	-	Unconditional ($\Delta t/T_{min} = \infty$)	Good (small Δt), no numerical energy dissipation
Modified Average Acceleration	0.5	0.25	$\Delta T/\pi$	Unconditional ($\Delta t/T_{min} = \infty$)	Good (small Δt), numerical energy dissipation (large Δt)

Parameter β dan γ merupakan variasi percepatan selama pertambahan waktu yang ditentukan dan akan menentukan stabilitas dan keakuratan dari metode *direct integration*. Pada metode percepatan linear atau *linear acceleration*, percepatan yang digunakan terus berubah secara linear berdasarkan waktu, sehingga membentuk suatu grafik linear.

Metode iterasi *average (constant) acceleration* adalah metode yang paling sering digunakan untuk analisis dinamis riwayat waktu pada struktur besar yang kompleks. Pada metode percepatan rata-rata (*average acceleration*), diasumsikan bahwa percepatan yang terjadi adalah percepatan yang telah dirata-ratakan, sehingga tidak ada perubahan percepatan di tiap waktunya.

Metode modifikasi percepatan rata-rata (*modified average acceleration*) diperkenalkan untuk mengurangi kemungkinan adanya error-error numerik pada perhitungan mode getar untuk periode-periode yang lebih kecil dari integrasi *time step* pada proses analisa yang dihasilkan oleh metode percepatan rata-rata. Metode modifikasi ini menampilkan adanya parameter tambahan δ untuk memperbaiki proporsi redaman pada periode struktur rendah dan secara numerik mendisipasi energi bagi struktur yang beroksilasi.

Karena pemodelan struktur jembatan *real* yang besar biasanya mempunyai banyak mode getar dengan periode alami yang lebih kecil dari integrasi *time step* sehingga dapat menghasilkan oksilasi yang tidak jelas (*indefinite*), maka penting bagi *engineer* untuk memilih metode integrasi numerik yang *unconditional* untuk setiap tahapan analisis. Oleh karena itu, metode modifikasi percepatan rata-rata dan *average acceleration* merupakan metode yang dapat digunakan dengan baik untuk analisa nonlinear riwayat waktu pada struktur jembatan.

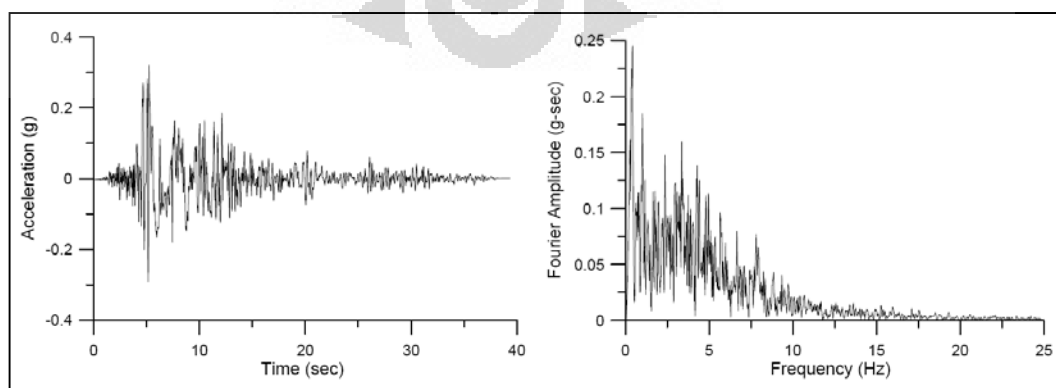
Berdasarkan ketentuan analisis dalam MIDAS Civil, tidak seperti analisa riwayat waktu elastik, pada analisa riwayat waktu nonlinear inelastik proses perhitungan tidak dapat dilakukan dengan prinsip superposisi langsung. Sebagai contoh, hasil analisa dari pembebanan statik dan beban gempa tidak dapat langsung dikombinasikan untuk dapat merepresentasikan hasil dari kedua pembebanan tersebut. Melainkan, kombinasi dari pembebanan tersebut diaplikasikan sebagai *individual load case* tersendiri, dan kemudian pembebanan bertahap atau *sequence loading* dari beban-beban tersebut akan dianalisa.

2.5 STUDI KARAKTERISTIK *GROUND MOTION*

Setiap pencatatan gempa yang dituangkan dalam grafik *ground motion* atau *seismograph* memiliki karakteristik yang berbeda satu sama lain. Kalaupun dalam satu area terjadi gempa dengan intensitas yang sama, kedalaman pusat gempa yang sama, dan dengan lapisan tanah yang sama, tetap saja akan dihasilkan *recording* catatan gempa yang berbeda. Dengan kata lain, sesungguhnya penggunaan *seismograph* sebagai input dalam pembebanan gempa tidak serta merta memberikan hasil yang sama ketika beban gempa *real* bekerja pada struktur.

Berdasarkan statistika catatan gempa yang terjadi pada suatu daerah dalam periode ulang tertentu, maka akan dihasilkan grafik respons struktur terhadap input gempa-gempa tersebut. Grafik yang menggambarkan respons struktur maksimum terhadap *spectrum* gempa yang diberikan inilah yang menjadi basis analisa *response spectrum*. Sedangkan dalam analisis riwayat waktu, peraturan memberikan ketentuan bahwa perlu digunakan beberapa catatan gempa (*seismograph*) sebagai input pembebanan dalam desain struktur.

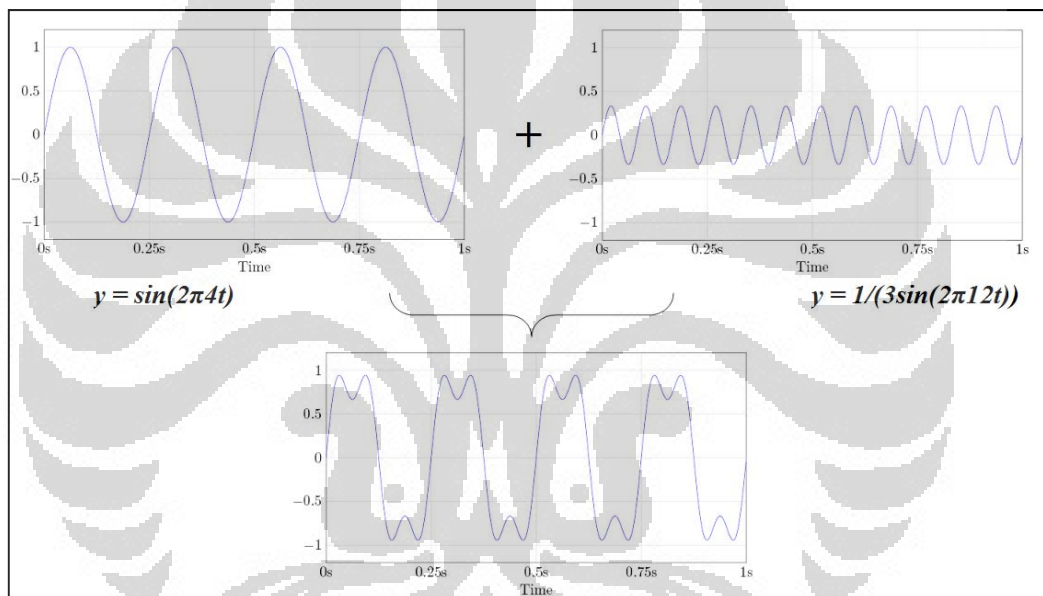
Oleh karena itu, penting bagi *engineers* untuk memahami karakteristik dari setiap gempa yang akan digunakan sebagai input beban gempa. Pada umumnya suatu *seismograph* digambarkan berada pada domain waktu (*acceleration vs time*). Dengan menggunakan transformasi *Fourier*, maka dapat dihasilkan suatu grafik dalam domain frekuensi (*Fourier amplitudo vs frequency*). Karakteristik dari catatan gempa tersebut yang menampilkan muatan frekuensi atau *frequency content* akan jauh lebih mudah dipahami dalam domain frekuensi tersebut. Gambar berikut adalah grafik pencatatan gempa dalam domain waktu (*time-domain*) dan juga domain frekuensi (*frequency-domain*) [16].



Gambar 2.13 *Seismograph* dalam *time-domain* dan *frequency-domain*

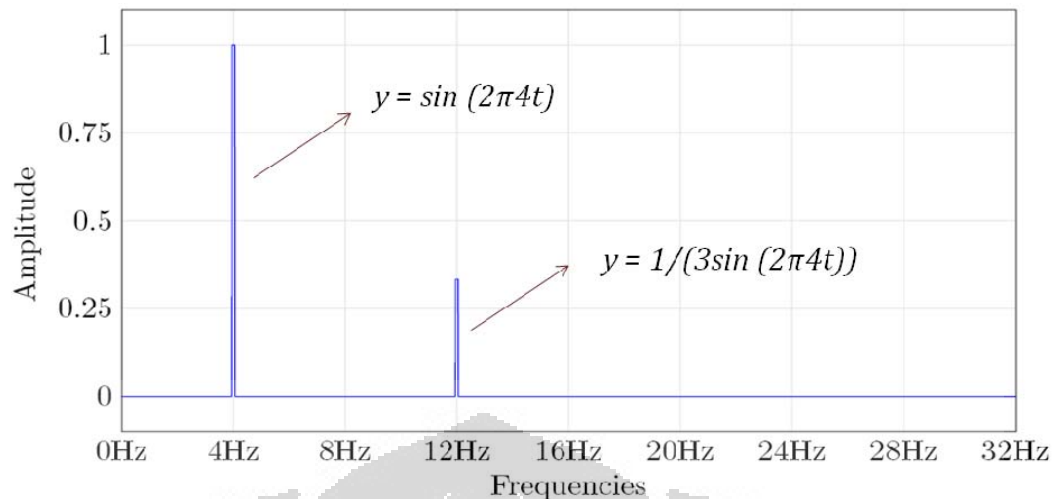
Untuk mendapat gambaran mengenai transformasi Fourier, ada baiknya kita tinjau grafik sederhana fungsi sinus berikut ini. Grafik pertama memiliki fungsi $\sin(2\pi 4t)$ sedangkan grafik kedua memiliki fungsi $1/(3\sin(2\pi 12t))$. Frekuensi fungsi grafik pertama adalah 4 Hz sedangkan fungsi kedua memiliki frekuensi 12 Hz. Amplitudo fungsi grafik pertama adalah sebesar 1 satuan dan amplitudo fungsi kedua adalah sebesar 1/3 satuan.

Kedua grafik sederhana di atas akan digabungkan terlebih dahulu. Pada tahap awal ini, grafik fungsi sinus dalam domain waktu (*amplitudo vs time*) masih digunakan. Penggabungan kedua fungsi sinus tersebut akan menghasilkan suatu grafik gabungan sebagai berikut:



Gambar 2.14 Penggabungan 2 buah grafik sinus (*time-domain*)

Gambar di atas menunjukkan bahwa grafik fungsi sinus gabungan dalam domain waktu tidak dapat memperlihatkan karakteristik dinamik (frekuensi) masing-masing fungsi awal secara eksplisit. Dengan melakukan transformasi *Fourier*, maka grafik dalam domain waktu yang digambarkan sebelumnya dapat ditransformasi menjadi domain frekuensi (*amplitudo vs frequency*). Selanjutnya akan terlihat jelas bahwa grafik dalam domain frekuensi akan dapat menunjukkan karakteristik fungsi gelombang gabungan yaitu berupa dua buah frekuensi yaitu 4 Hz dan 8 Hz, berikut juga dengan nilai amplitudo pada tiap frekuensi sebesar 1 satuan dan 1/3 satuan.



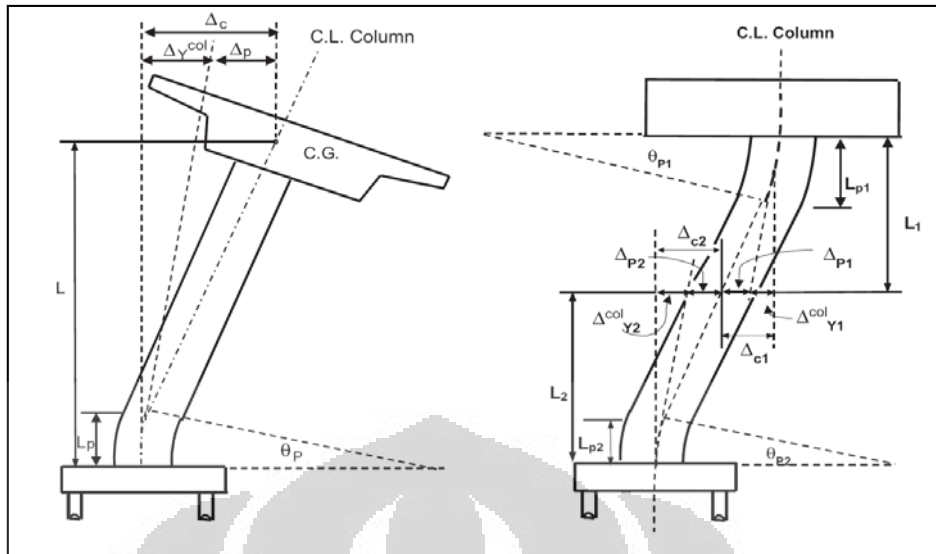
Gambar 2.15 Penggabungan 2 buah grafik sinus (*frequency-domain*)

Berdasarkan penjelasan sederhana di atas, pada dasarnya catatan gempa atau *seismograph* merupakan gabungan dari banyak fungsi gelombang getaran. Setiap fungsi gelombang memiliki nilai frekuensinya masing-masing. Sehingga untuk melihat karakteristik getaran gempa, transformasi *Fourier* ke dalam *frequency domain* menjadi solusi yang baik untuk menunjukkan hal tersebut.

Penggambaran *seismograph* dalam domain frekuensi akan menunjukkan sensitifitas antara frekuensi alami struktur dengan frekuensi alami *spectrum*. Sehingga *engineers* dapat mengetahui apakah moda-moda getar utama struktur akan tereksitasi dengan muatan frekuensi dominan gelombang getaran gempa. Berangkat dari pengertian ini maka studi sensitifitas karakteristik gempa (muatan frekuensi dominan) dan karakteristik dinamik struktur dapat dilakukan.

2.6 SENDI PLASTIS PADA PILAR JEMBATAN

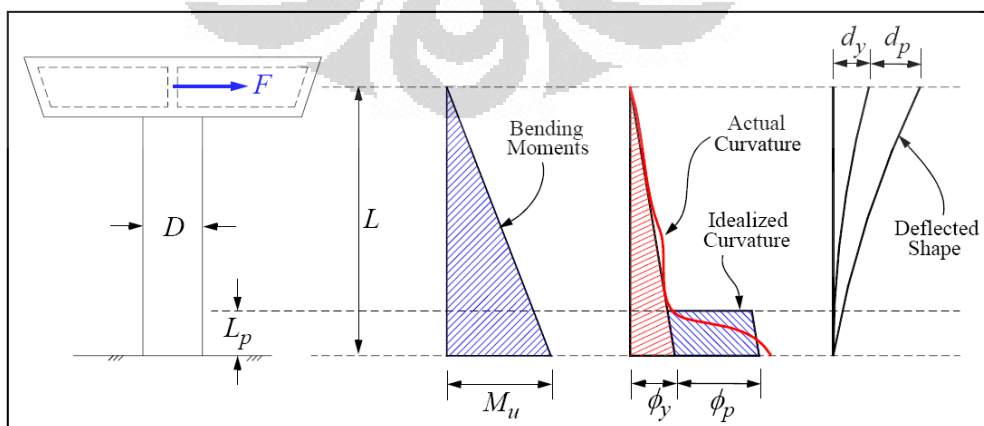
Dalam penelitian ini, dilakukan pemodelan potensi sendi plastis pada pilar jembatan dengan asumsi bahwa komponen-komponen pada struktur jembatan yang lain seperti *superstructure* dan perletakan jembatan masih berada pada kondisi linear elastik. Berdasarkan ketentuan pada *Caltrans Seismic Design Criteria (2004)* [3], pemodelan untuk pilar kantilever ataupun pilar portal dimodelkan sebagai model *fixed base* dan *fixed-fixed* seperti berikut ini:



Gambar 2.16 Asumsi pemodelan pilar kantilever dan portal

2.6.1 Definisi Sendi Plastis (*Plastic Hinge Definition*)

Sendi plastis pada beton bertulang akan terbentuk pada posisi dimana momen-momen maksimum terjadi. Saat melakukan analisa penampang, ketika pembebanan luar mengakibatkan elemen struktur mengalami gaya dalam yang melebihi kapasitas lelehnya, maka penampang tersebut akan mengalami plastifikasi, dalam hal ini dinamakan sendi plastis terbentuk pada penampang tersebut. Pada pemodelan idealisasi kolom kantilever, pembentukan sendi plastis diasumsikan terjadi pada area dekat dasar kolom. Sedangkan pada pemodelan portal, kemungkinan besar sendi plastis terjadi pada kedua ujung kolom portal. Dalam zona sendi plastis sepanjang L_p , *in-elastic curvature* diasumsikan konstan seperti terlihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 2.17 Hubungan antara momen, *curvature*, dan defleksi

Dalam penelitian ini, akan diupayakan pilar jembatan mengalami plastifikasi akibat lentur (*bending*). Hal ini dapat tercapai dengan memberikan penulangan geser yang baik dan cukup pada penampang pilar agar tidak terjadi plastifikasi yang diakibatkan gaya geser yang terjadi.

Dalam analisa nonlinear, pola pembentukan sendi plastis pada beton bertulang dapat dibedakan menjadi dua, yaitu plastifikasi terkonsentrasi (*concentrated* atau *lumped plasticity*) dan plastifikasi terdistribusi (*distributed plasticity*). Berikut adalah penjelasan singkat mengenai kedua hal tersebut berdasarkan ketentuan dalam buku *Bridge Engineering Seismic Design – Nonlinear Analysis for Bridge Structures* (2003) [4]:

- *Lumped Plasticity*

Perilaku material in-elastik diperhitungkan menggunakan sendi plastis “*zero length*” terpusat pada sepanjang satu elemen struktur yang dapat mempertahankan kapasitas momen plastisnya dan dapat berotasi secara bebas. Bila penampang mencapai kapasitas plastisnya, sendi plastis akan terbentuk merata dalam penampang dan sepanjang bentang zona sendi plastis, serta kekakuan elemen akan berubah. Untuk bagian lain diluar zona plastis, diasumsikan bagian-bagian tersebut masih berperilaku linear elastik.

- *Distributed Plasticity*

Berbeda dengan *lumped plasticity*, pola pembentukan sendi plastis dalam model *distributed plasticity* dimodelkan terjadi tersebar atau terdistribusi dalam penampang dan sepanjang zona sendi plastis. Dalam pemodelan ini, untuk satu elemen dalam zona sendi plastis, elemen tersebut perlu dibagi menjadi beberapa diskritisasi agar didapat hasil perhitungan yang baik. Pemodelan sendi plastis dengan menggunakan model *distributed plasticity* akan memberikan hasil analisa yang lebih akurat bila dibandingkan dengan model *lumped plasticity*. Namun di sisi lain, proses komputasi dalam analisis struktur akan menjadi lebih rumit terkait dengan jumlah diskritisasi dalam satu zona sendi plastis.

Pemodelan sendi plastis sendiri memiliki bermacam-macam pilihan. Adalah penting bagi *engineer* untuk memahami karakteristik pemodelan sendi plastis yang dilakukan. Berikut ini adalah beberapa tipe sendi plastis dalam analisa struktur nonlinear (*PEER Report 2008, Ady Aviram et al.*) [1].

2.6.1.1 *Uncoupled Hinge*

Pada model sendi plastis ini, plastifikasi terjadi berdasarkan analisa *moment-curvature*. Pembentukan sendi plastis dianalisa dalam satu arah pembebanan (longitudinal atau transversal). Perhitungan *moment-curvature* yang terpisah perlu dilakukan untuk mencari nilai kapasitas momen leleh, momen nominal, momen plastis, dan momen *ultimate*. Begitu juga dengan nilai curvature ϕ dan rotasi θ yang berkaitan dengan nilai-nilai momen tersebut. *Uncoupled hinge* dapat digunakan untuk analisa linear statik, analisa nonlinear statik (*pushover*), dan analisa nonlinear riwayat waktu dengan metode *direct integration*.

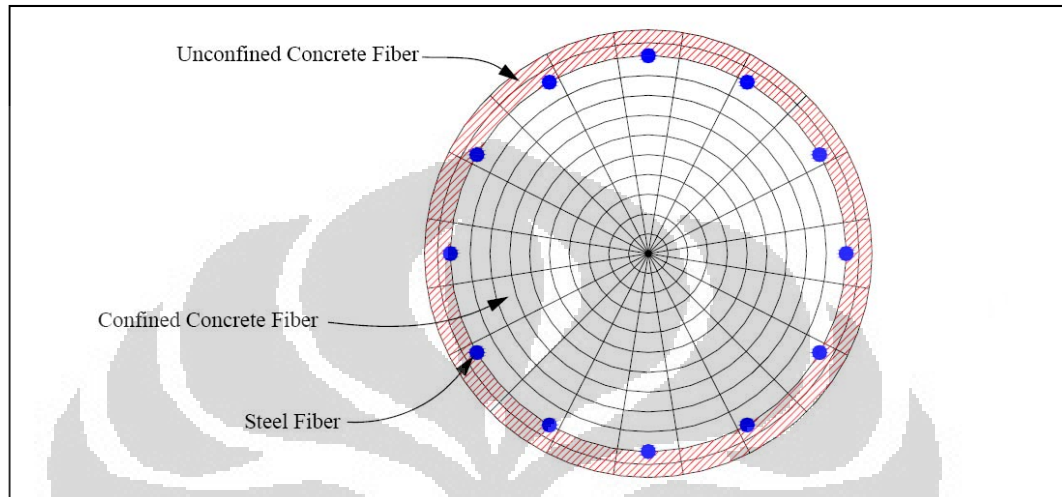
2.6.1.2 *Interaction PMM Hinge*

Model *Interaction PMM Hinge* memperhitungkan adanya hubungan terkait (*coupled*) antara *bending* dalam arah longitudinal dan transversal dan juga gaya aksial yang bekerja pada elemen struktur. Suatu perhitungan *moment-curvature* dan diagram interaksi perlu dilakukan secara terpisah dan selanjutnya hasil yang didapat digunakan sebagai input data untuk memodelkan perilaku nonlinearnya. Kekakuan elastik kolom digunakan hingga titik leleh atau momen nominal tercapai. Sama seperti *uncoupled hinge*, Model *Interaction PMM hinge* juga dapat digunakan untuk analisa linear statik, analisa nonlinear statik (*pushover*), dan analisa nonlinear riwayat waktu dengan metode *direct integration*.

2.6.1.3 *Fiber Section Hinge*

Sendi plastis pada kolom dapat dimodelkan dengan tingkat akurasi yang lebih tinggi dengan menggunakan model *fiber section hinge*. Model *fiber hinge* secara otomatis menghitung hubungan *moment-curvature* untuk tiap arah lentur dengan tingkat beban aksial yang berbeda-beda berdasarkan analisa struktur yang dilakukan. Interaksi antara bi-aksial bending dengan gaya aksial dan distribusi inelastik dalam penampang didapatkan secara otomatis dengan terlebih dahulu mendefinisikan hubungan tegangan-regangan pada tiap elemen kecil *fiber* dalam penampang. Hubungan tegangan-regangan yang perlu didefinisikan adalah pada beton tidak terkekang (*unconfined concrete*), beton terkekang (*confined concrete*), dan pada baja tulangan longitudinal.

Berbeda dengan pemodelan sendi plastis sebelumnya, suatu *fiber model* dapat merepresentasikan penurunan kekakuan elemen akibat retak beton, pelelehan baja tulangan akibat lentur, dan *strain hardening*. Perilaku geser dan torsi dari penampang diasumsikan bersifat elastik. Gambar berikut adalah contoh definisi *fiber section* untuk memodelkan sendi plastis pada elemen.



Gambar 2.18 Definisi dan distribusi *fiber* pada penampang kolom bulat

Jumlah diskritisasi *fiber* yang cukup diperlukan untuk mendapatkan hasil analisa yang akurat. Jumlah *fiber* pada bagian dalam inti beton bisa saja dikurangi untuk efisiensi kemudahan perhitungan, mengingat perilaku penampang terhadap lentur lebih ditentukan oleh *fiber-fiber* pada lingkaran luar.

2.6.2 Panjang Sendi Plastis (*Plastic Hinge Length*)

Sendi plastis terbentuk pada bagian momen maksimum terjadi. Berdasarkan gambar 2.17, bila panjang l_p diketahui, defleksi maksimum pada ujung kolom kantilever dapat dihitung dengan mudah dengan mengintegrasikan *curvature*-nya. Oleh sebab itu, penentuan panjang l_p yang akurat sangat penting dalam hal ini. *Park dan Paulay (1975)* menyederhanakan distribusi *curvature* sepanjang panjang sendi plastis, dan dengan teorema *second moment*, defleksi ujung kolom didapatkan dengan menggunakan rumusan:

$$\Delta_{tip} = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) l_p (L - 0.5l_p) \quad (2.46)$$

Dengan penyederhanaan-penyederhanaan lebih lanjut, maka *Park* dan *Paulay* (1975) mendapatkan rumusan yang menggambarkan hubungan antara daktilitas *displacement* dan daktilitas *curvature* sebagai berikut:

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3\left(\mu_{\phi} - 1\right) \frac{l_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{l_p}{L}\right) \quad (2.47)$$

Dua persamaan diatas digunakan untuk menghitung panjang sendi plastis pada kolom. Berikut ini adalah beberapa rumusan yang disampaikan peneliti mengenai ketentuan panjang sendi plastis berdasarkan pengetesan kolom dan balok [2]:

- *Baker* (1960).

Pada tahun 1960, sebanyak 94 buah *specimen* digunakan dalam eksperimen. Panjang sendi plastis didefinisikan berdasarkan variabel kuat tekan beton, tegangan leleh dan jumlah tukang baja, dan besarnya gaya aksial. Berdasarkan ketentuan-ketentuan tersebut, *Baker* menyampaikan panjang sendi plastis dalam rumusan sebagai berikut ini:

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)^{0.25} d \quad (2.48)$$

Dimana z adalah ketinggian kolom *specimen* yang diuji, d merupakan lebar efektif, k_1 merupakan konstanta baja tulangan (0.7 untuk *mild steel*, 0.9 untuk *cold worked steel*), serta nilai-nilai k_2 dan k_3 ditentukan dengan rumusan:

$$k_2 = 1 + 0.5 \left(\frac{P}{P_u}\right) \quad (2.49)$$

$$k_3 = 0.9 - \left(\frac{0.3}{23.5}\right) (f'_c - 11.7) \quad (MPa) \quad (2.50)$$

- *Corley* (1966).

Corley menggunakan 40 *specimen* balok beton tertumpu sederhana yang dikenai beban terpusat. Melalui eksperimen tersebut, *Corley* menyatakan bahwa panjang sendi plastis sangat dipengaruhi oleh geometri *specimen*. Oleh sebab itu, beliau menyatakan panjang sendi plastis dalam rumusan sebagai berikut:

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.2 \frac{z}{\sqrt{d}} \quad (2.51)$$

Dimana nilai-nilai b dan z adalah pengukuran dimensi *specimen* dalam *inch*.

- *Mattock (1967).*

Pada awalnya, eksperimen yang dilakukan oleh *Mattock* pada tahun 1964 menggunakan 37 *specimen* balok beton bertulang. *Mattock* telah merumuskan panjang sendi plastis pada tahun tersebut. Namun, 3 tahun berikutnya (1967) beliau menyatakan suatu ekspresi rumusan baru sebagai berikut:

$$l_p = \frac{d}{2} + 0.05z \quad (2.52)$$

- *Park et al. (1982).*

Eksperimen dilakukan dengan menggunakan kolom beton dengan ukuran 550 x 550 mm². Gaya aksial pada kolom dimodelkan bervariasi antara $0.2f'_c A_g$ sampai $0.6f'_c A_g$. Dari hasil percobaan mereka mendapatkan bahwa panjang sendi plastis tidak sensitif terhadap nilai gaya aksial, dan memiliki nilai rata-rata sebesar $0.42h$. Maka secara sederhana, mereka menetapkan panjang sendi plastis sebesar:

$$l_p = 0.4h \quad (2.53)$$

- *Priestly dan Park (1987).*

Dengan menggunakan pendekatan yang sama dengan percobaan yang dilakukan *Park et al.*, *Priestly* dan *Park* merumuskan panjang sendi plastis pada kolom beton bertulang dengan menggunakan rumusan:

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (2.54)$$

Priestly dan *Park* menyatakan bahwa dalam rumusan panjang sendi plastis, *term* pertama merupakan faktor lentur kolom dan *term* kedua diperhitungkan akibat *slip* baja tulangan karena perpanjangan baja tulangan.

- *Sheikh dan Khoury (1993).*

Berdasarkan eksperimen yang dilakukan oleh *Sheikh* dan *Khoury*, didapatkan nilai panjang sendi plastis yang terjadi pada kolom adalah sebesar:

$$l_p = 1.0h \quad (2.55)$$

Perlu diketahui bahwa nilai sendi plastis yang didapatkan dari percobaan yang mereka lakukan adalah dengan menggunakan pembebanan aksial yang besar.

- *Paulay dan Priestly (1996).*

Pada tahun 1996, *Paulay dan Priestly* mengusulkan bahwa panjang sendi plastis dapat dihitung dengan mengetahui hubungan proporsional antara panjang kolom L , lebar kolom D , dan baja tulangan. Hal tersebut dapat dirumuskan dalam rumusan sederhana seperti berikut:

$$l_p = \alpha L + \beta D + \xi f_y d_b \quad (2.56)$$

Nilai f_y adalah tegangan leleh baja tulangan dan d_b adalah diameter dari baja tulangan tarik. Panjang kolom (*term* pertama) dalam rumusan di atas diperhitungkan akibat pengaruh *gradient* momen sepanjang kolom, lebar kolom (*term* kedua) diperhitungkan untuk pengaruh geser dalam area sendi plastis, sedangkan untuk *term* ketiga (baja tulangan), diperhitungkan untuk mengakomodasi tambahan rotasi sendi plastis akibat penetrasi regangan pada tulangan longitudinal ke dalam elemen supporting beton.

Priestly dan Paulay menyatakan bahwa nilai-nilai parameter dalam persamaan di atas adalah $\alpha = 0.08$, $\beta = 0$, dan $\xi = 0.022$ (dalam MPa). Sehingga rumusan umum di atas dapat dinyatakan secara eksplisit seperti berikut ini:

$$l_p = 0.08L + 0.022 f_y d_b \quad (\text{Dalam MPa}) \quad (2.57)$$

$$l_p = 0.08L + 0.15 f_y d_b \quad (\text{Dalam ksi}) \quad (2.58)$$

Selanjutnya berdasarkan rumusan di atas, *Paulay dan Priestly* menyatakan rumusan di atas akan menghasilkan nilai $l_p \approx 0.5h$.

- *Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak (2008).*

Berdasarkan percobaan dan analisis yang mereka lakukan dengan menggunakan 4 buah kolom beton dalam *full-scaled test*, disimpulkan bahwa tingkat pembebanan aksial akan mempengaruhi pembentukan sendi plastis pada kolom beton. Kolom beton yang mengalami gaya tekan yang lebih besar akan menghasilkan sendi plastis yang lebih panjang dibandingkan kolom yang mengalami gaya tekan yang lebih kecil. Berikut adalah rumusan yang dihasilkan:

$$\frac{l_p}{h} = \left[0.3 \left(\frac{P}{P_0} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0.1 \right] \left(\frac{L}{h} \right) + 0.25 \geq 0.25 \quad (2.59)$$

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad (2.60)$$

Dimana h adalah tinggi total kolom, P adalah gaya aksial pada kolom, P_0 adalah kapasitas gaya aksial nominal berdasarkan ketentuan ACI 318-05, A_s adalah luasan area tulangan tarik, dan A_g adalah luasan kotor penampang beton.

- *ATC/MCEER Joint Venture (2001)*

Berdasarkan ketentuan yang ditetapkan oleh ATC/MCEER pada “*Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*” tahun 2001, panjang sendi plastis pada kolom harus diambil berdasarkan nilai terbesar dari ketentuan-ketentuan berikut ini:

$$l_p = \max \left\{ D_{\max}; \frac{L}{6}; D \left(\cot \theta + \frac{\tan \theta}{2} \right); 1.5 \left(0.08 \frac{M}{V} + 4000 \varepsilon_y d_b \right); \frac{M}{V} \left(1 - \frac{M_y}{M_{po}} \right); 450 \text{ mm} \right\} \quad (2.61)$$

Dimana,

D : Dimensi lateral kolom dalam arah lentur

D_{\max} : Dimensi maksimum penampang kolom

d_b : Diameter tulangan longitudinal

L : Tinggi bersih kolom

M : Momen maksimum pada kolom

V : Geser maksimum pada kolom

M_y : Momen leleh kolom

ε_y : Regangan leleh tulangan longitudinal

Sedangkan nilai θ yang merupakan *principal cracking angle* dapat ditentukan dengan rumusan sebagai berikut:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{1.6 \rho_v A_v}{\Lambda \rho_t A_g} \right), \theta \geq 25^\circ \text{ dan } \theta \geq \tan^{-1} (D' / L) \quad (2.62)$$

Dimana,

A_v : Luasan geser beton

: ($A_v = 0.8 A_g$ untuk kolom bulat) dan ($A_v = b_w d$ untuk kolom persegi)

ρ_v : Ratio penulangan transversal

ρ_t : Ratio penulangan longitudinal

Λ : *Fixity factor* diambil 1 untuk *fixed – pinned* dan 2 untuk *fixed – fixed*

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1 MODELISASI STRUKTUR JEMBATAN

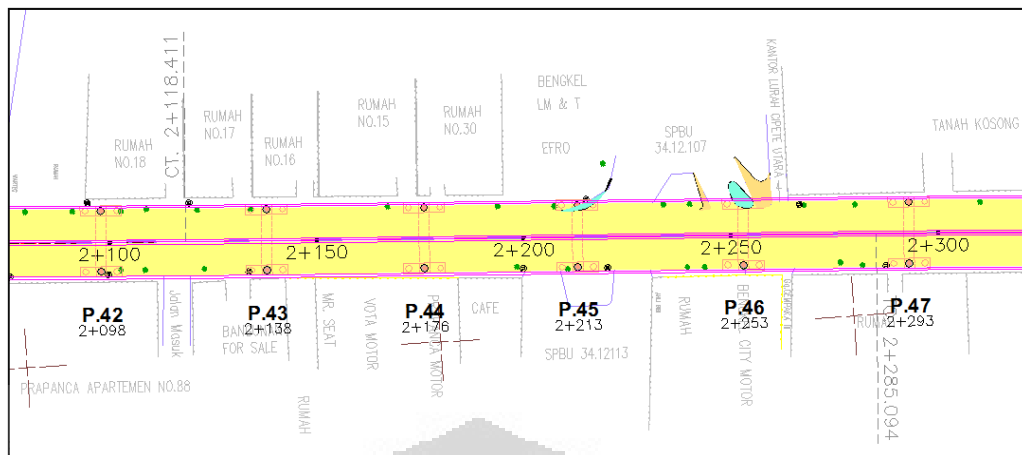
3.1.1 Pengantar

Pada tahun 2010, telah direncanakan pembangunan suatu rangkaian jalan layang sepanjang ± 4.5 km yang menghubungkan jalan Antasari dan Blok-M. Struktur jalan layang didesain dengan menggunakan gelagar *box* beton, dengan bentangan berkisar antara 30 hingga 50 meter. Sistem struktur didesain sebagai struktur jembatan bentang menerus dengan total bentangan berkisar 3 hingga 5 bentang. Sampai penulisan penelitian ini dilakukan, tahapan konstruksi jalan layang pada daerah tersebut masih sedang berlangsung.

Untuk kebutuhan penelitian maka akan diambil suatu bentangan jalan layang yang terdiri dari 5 bentang jalan dengan jarak antar bentangnya adalah sebesar 40-38-37-40-40 meter. Dalam penelitian ini akan dilakukan pemodelan struktur jalan layang sesuai dengan konfigurasi dan dimensi struktur yang telah direncanakan sebelumnya, dan kemudian akan didesain ulang sesuai dengan respons spektra Jakarta untuk umur struktur 75 tahun dan probabilitas terlampaui 7%. Selanjutnya akan dilakukan studi parametrik untuk melihat kinerja struktur yang dihasilkan dengan menggunakan analisa riwayat waktu nonlinear. Berikut adalah penjelasan-penjelasan mengenai geometri struktur, pemodelan dalam program MIDAS Civil, konfigurasi pembebanan, dan proses desain struktur jalan layang tersebut.

3.1.2 Geometri Struktur Jembatan

Struktur jalan layang tinjauan merupakan salah satu rangkaian jalan layang yang menghubungkan Jalan Antasari dan Blok M (Jakarta). Sistem struktur yang dipilih adalah *continuous span* dengan pilar berupa portal yang menopang dua buah gelagar *box*. Hubungan antara portal jembatan dengan gelagar *box* dimodelkan sebagai *monolith connection*. Seperti yang dijelaskan sebelumnya, bentang antar pilar adalah sepanjang 40-38-37-40-40 meter dan ketinggian masing-masing pilar adalah 12 meter diukur dari *pavement existing* jalan ke *pavement* pada *superstructure* yang akan didesain.



Gambar 3.1 Denah tampak atas jalan layang tinjauan

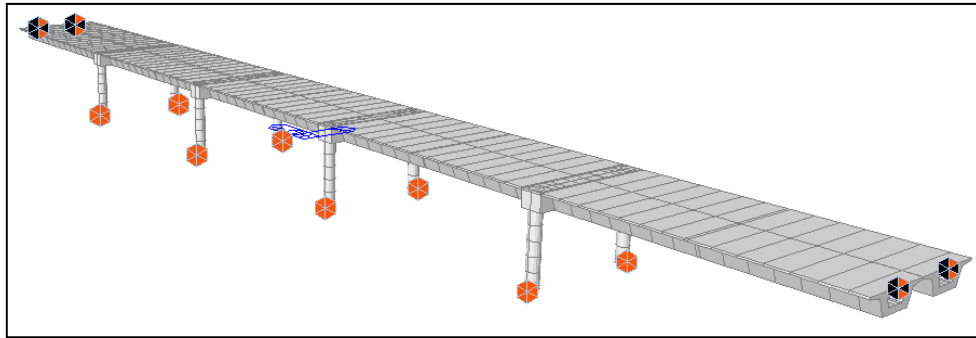
Gambar di atas adalah denah tampak atas jalan layang tinjauan (P42-P47). Pada dasarnya, posisi bentangan jalan layang tersebut berada ditengah hunian masyarakat. Hal tersebut dapat dilihat jelas pada gambar perspektif berikut:



Gambar 3.2 Gambar perspektif jalan layang tinjauan

3.1.3 Pemodelan Struktur Jembatan

Berdasarkan geometri struktur tinjauan yang telah dijelaskan di atas, maka tahapan penelitian berlanjut pada pemodelan struktur jembatan. Dalam penelitian ini digunakan bantuan program MIDAS Civil untuk kebutuhan pemodelan, analisa, dan desain struktur. Pada dasarnya MIDAS Civil adalah program berbasis *finite element* yang khusus digunakan dalam desain struktur jembatan.



Gambar 3.3 Gambar perspektif jalan layang dalam MIDAS Civil

Pemodelan dalam MIDAS Civil diawali dengan penggambaran geometri struktur jalan layang (penentuan *node* dan *element* struktur). Perletakan atau *boundary conditions* dimodelkan berupa *fixed base* pada pilar dan sendi-rol (bebas bertranslasi dalam arah longitudinal) pada kedua ujung bentangan jalan layang.

3.1.4 Pembebanan Struktur

Ketentuan pembebanan jalan layang mengikuti peraturan pembebanan untuk struktur jembatan RSNi T-02 2005 [12]. Adapun pembebanan yang dikerjakan pada struktur jalan layang dapat dirangkumkan sebagai berikut:

- a) Aksi dan Beban Tetap
 - Berat sendiri struktur
 - Beban mati tambahan / utilitas (lapisan aspal)
 - Pengaruh penyusutan dan rangkai
 - Pengaruh prategang (pada gelagar *box* dan balok portal)
- b) Beban Lalu-lintas
 - Beban lajur “D”
 - ✓ Beban Terbagi Rata (BTR)
 - ✓ Beban Garis Terpusat (BTR)
 - Gaya Rem (*Braking force*)
 - Beban Tumbukan Pada Penyangga Jembatan
- c) Aksi Lingkungan
 - Pengaruh Temperatur atau Suhu
 - Beban Angin
 - Beban Gempa (*Response spectrum analysis* dan *time history analysis*)

3.1.5 Desain Struktur Jembatan

Berdasarkan kriteria pembebanan yang telah dijelaskan di atas, maka komponen-komponen struktur jalan layang harus didesain untuk memenuhi kombinasi-kombinasi pembebanan yang dijelaskan dalam tabel berikut ini:

Tabel 3.1 Kombinasi beban struktur jembatan (RSNI T-02 2005)

Aksi	Kelayanan						Ultimit					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Aksi Permanen :												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut rangak	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pratekan												
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
Aksi Transien :												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh suhu	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran / hanyutan / batang kayu dan hidrostatik / apung	o		o	X	o	o	o		X	o		o
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o
Aksi Khusus :												
Gempa												X
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
* X * berarti beban yang selalu aktif * O * berarti beban yang boleh dikombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan	(1) = aksi permanen "X" KDL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBU (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL						Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL					

Berdasarkan tabulasi di atas, struktur jembatan jalan layang harus didesain untuk memenuhi kriteria "kelayanan" atau *service limit state* dan juga kriteria "ultimit" atau *ultimate limit state*. Dalam penelitian ini, desain struktur dititik beratkan pada kombinasi ultimit nomor 5 (kombinasi dengan beban gempa). Struktur jembatan didesain untuk memenuhi kondisi ultimit yang ditentukan berdasarkan analisa respons spektra Jakarta.

3.2 VARIABEL ANALISA

Struktur jalan layang akan didesain ulang untuk memenuhi kriteria pembebanan berdasarkan analisa respons spektrum pada wilayah Jakarta dengan memberikan nilai faktor reduksi pengaruh daktilitas dan resiko (Z) sebesar 8. Selanjutnya berdasarkan penulangan pilar jalan layang yang didapatkan tersebut, akan dilihat tingkatan lebel kinerja struktur yang dicapai dengan menggunakan analisa *nonlinear time history analysis*.

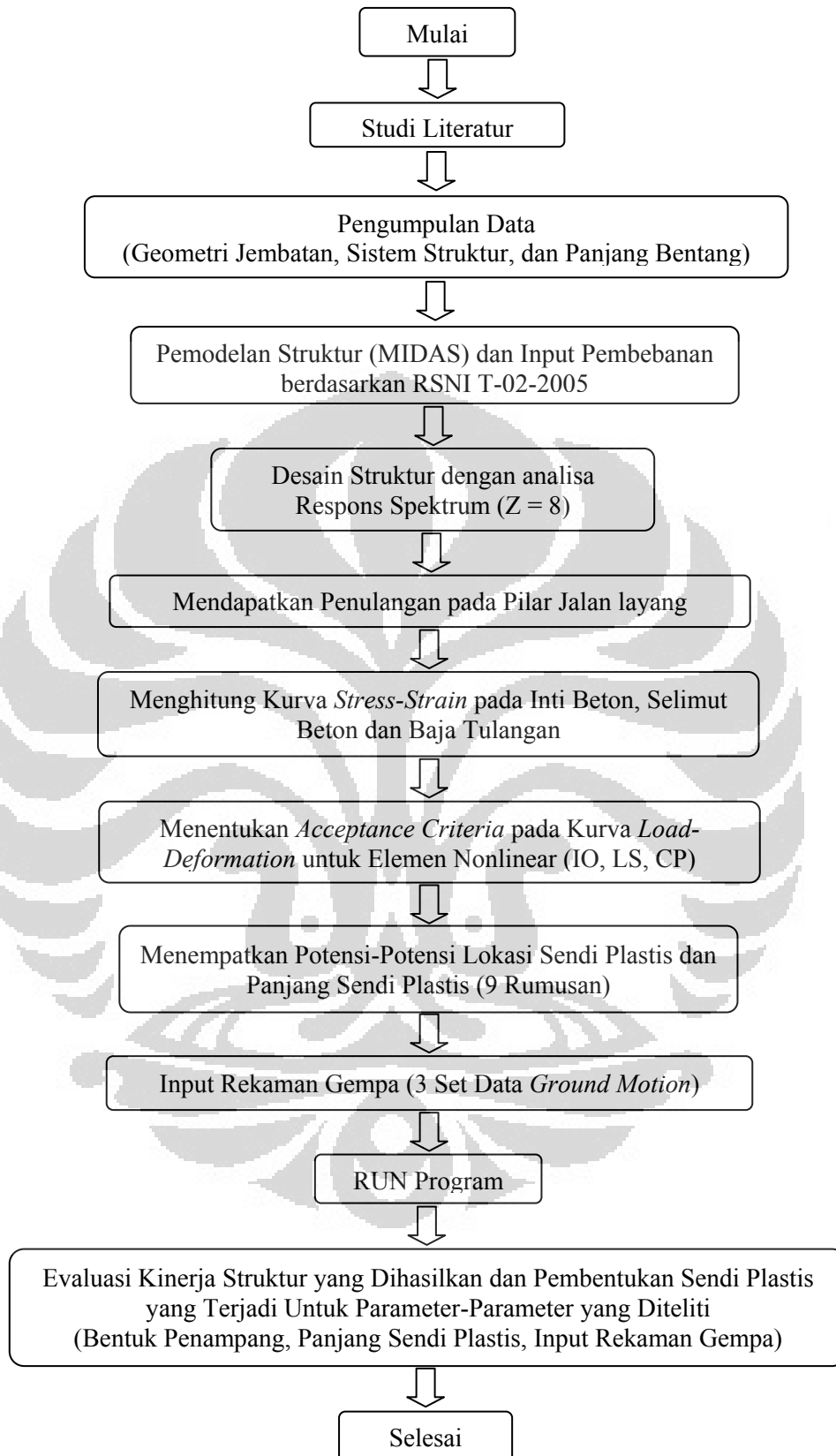
Studi parametrik terhadap bentuk penampang, rumusan panjang sendi plastis, dan karakteristik catatan-catatan gempa (*seismograph*) akan dilakukan untuk melihat pengaruhnya terhadap pembentukan sendi plastis dan tingkat kinerja struktur yang dihasilkan.

Di bawah ini adalah variabel-variabel analisa yang digunakan dalam penelitian ini:

- a) Bentuk Penampang Pilar:
 - Penampang bulat
 - Penampang persegi
- b) Panjang Sendi Plastis berdasarkan ketentuan:
 - *Baker (1960)*
 - *Corley (1966)*
 - *Mattock (1967)*
 - *Park et al. (1982)*
 - *Priestly dan Park (1987)*
 - *Sheikh dan Khoury (1993)*
 - *Paulay dan Priestly (1996)*
 - *Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak (2008)*
 - *ATC/MCEER Joint Venture (2001)*
- c) Catatan-catatan rekaman gempa (*seismograph*) yang digunakan adalah:
 - Selat Sunda (2005) (Longitudinal dan Transversal)
 - Garut (2005) (Longitudinal dan Transversal)
 - Ujung Kulon (2011) (Longitudinal dan Transversal)
- d) Pemodelan struktur jembatan:
 - Tanpa pemodelan pondasi (*pile cap* dan *bored pile*)
 - Dengan pemodelan pondasi (*pile cap* dan *bored pile*)

3.3 PROSEDUR KERJA

Berikut adalah bagan alir (*flow-chart*) yang menggambarkan prosedur dan tahapan kerja dalam penelitian ini:



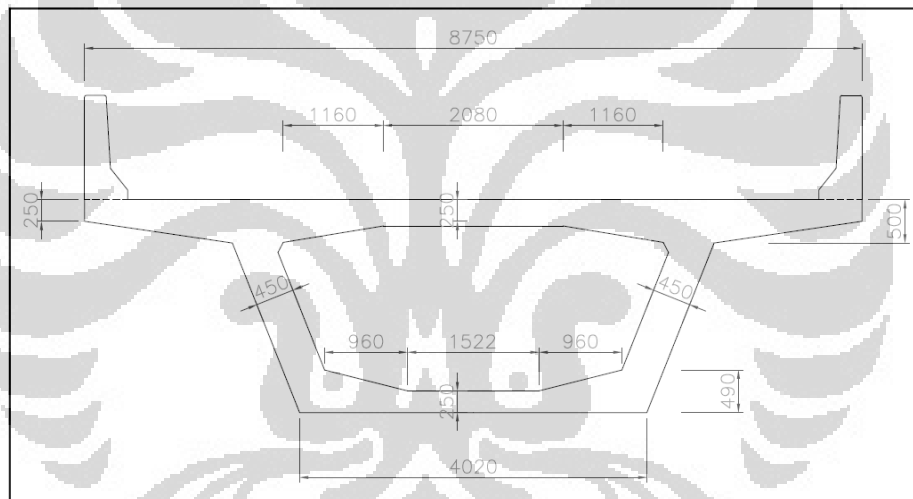
Gambar 3.4 Bagan alir (*flow-chart*) prosedur kerja

BAB 4 ANALISA DAN HASIL

4.1 INPUT DATA

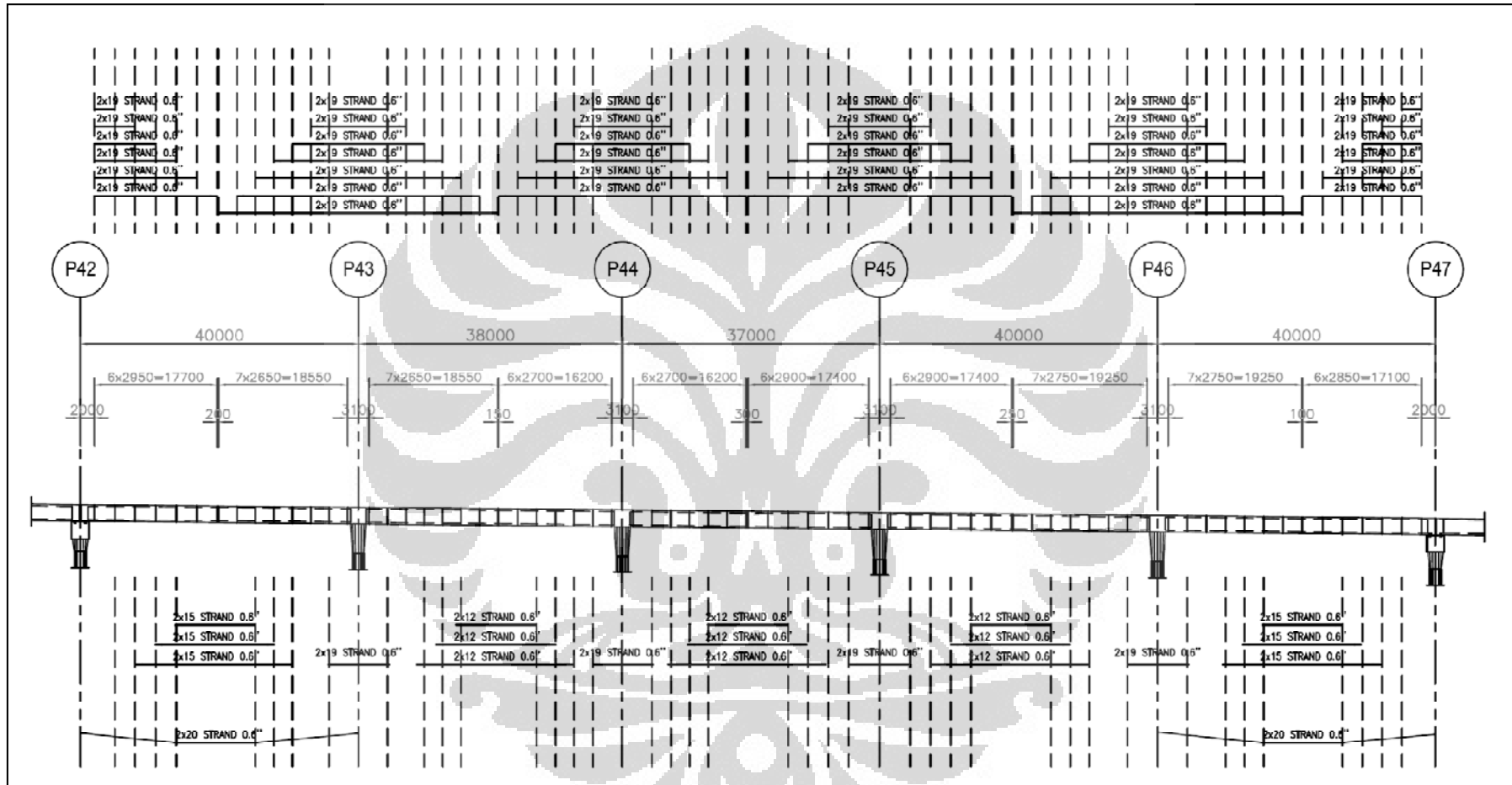
4.1.1 Input Kabel Prategang dan Dimensi Struktur

Dalam penelitian ini digunakan struktur atas berupa *box girder* bentang menerus yang monolith dengan portal jalan layang. Bentang jalan layang tinjauan yang diambil memiliki konfigurasi 40-38-37-40-40 meter. Untuk penampang *box girder*, digunakan kabel prategang A416-270 (*Low Grade*) berdiameter 15.2 mm (0.6 inch) dengan jumlah *strand* berkisar antara 12-20 *strands*. Gambar 4.1 dan 4.2 berikut menunjukkan penampang melintang *box girder* dan tampak samping jalan layang berikut dengan penempatan kabel prategangnya.



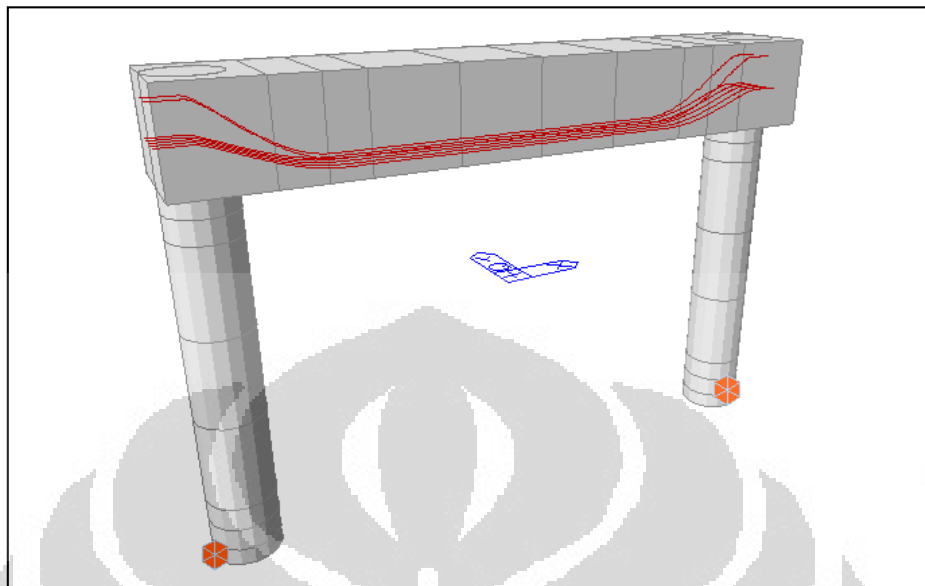
Gambar 4.1 Penampang melintang *box girder*

Kabel prategang juga ditempatkan pada balok portal jalan layang. Untuk bagian ini digunakan 7 buah tendon dengan kabel prategang sejumlah 25 *strands* A416-270 (*Low Grade*) berdiameter 15.2 mm (0.6 inch) untuk tiap tendonnya. Dimensi penampang balok portal berukuran 2500 x 2400 mm, sedangkan penampang pilar bulat berdiameter 1750 mm. Tinggi portal tinjauan adalah 12 meter terukur dari *pavement* jalan *existing* bawah sampai *pavement* atas jalan layang. Lebar portal berukuran 17.5 meter dan digunakan sebagai dudukan bagi 2 buah *box girder*. Perencanaan struktur jalan layang disesuaikan untuk 2 jalur kendaraan dengan 2 lajur rencana untuk tiap *box girdernya*.



Gambar 4.2 Tampak samping jalan layang dan *layout prestressing*

Gambar berikut menunjukkan geometri portal dan penempatan kabel prategang pada balok portal:



Gambar 4.3 Geometri portal dan penempatan kabel prategang

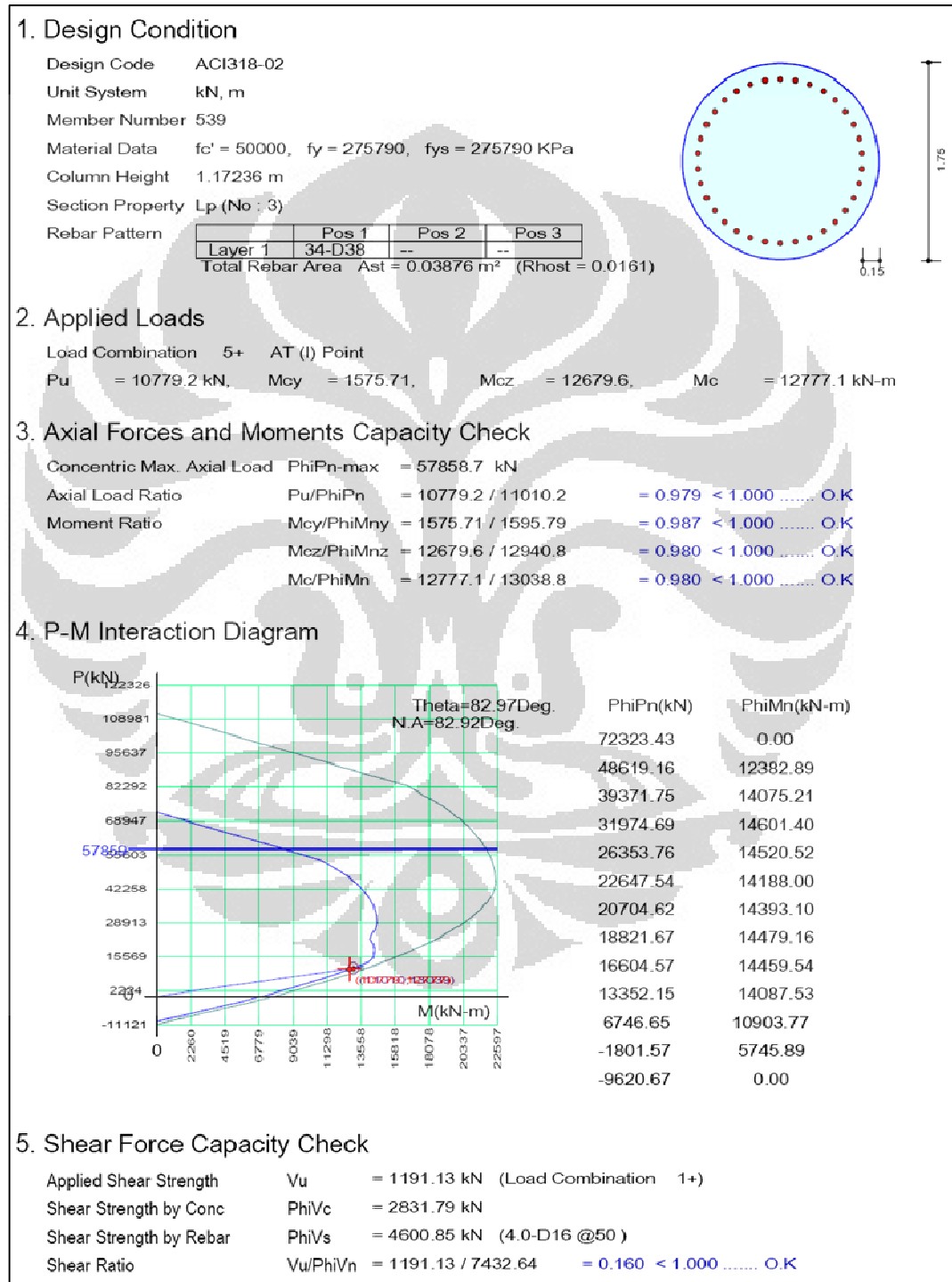
4.1.2 Desain Penulangan Pilar (*Response Spectrum Analysis*)

Tahapan awal dalam penelitian ini adalah penentuan jumlah baja tulangan pada pilar jembatan agar memenuhi ketentuan pembebanan gempa pada wilayah Jakarta. Digunakan analisa *elastic response spectrum* untuk mendapatkan jumlah tulangan baja yang mencukupi kombinasi pembebanan saat gempa berlangsung. Berdasarkan ketentuan SNI 2833:2008 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan) maka digunakan faktor reduksi pengaruh daktilitas dan resiko (Z) sebesar 8 (pilar daktail penuh dan kolom majemuk).

Jembatan direncanakan mencapai umur struktur 75 tahun dengan probabilitas terlampaui sebesar 7%. Sehingga diperlukan peta gempa dengan periode ulang sekitar 1000 tahun. Berdasarkan peta gempa tersebut, maka grafik respons spektra dibentuk sesuai dengan ketentuan *AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design* [8] yang dijelaskan pada subbab 4.1.5.

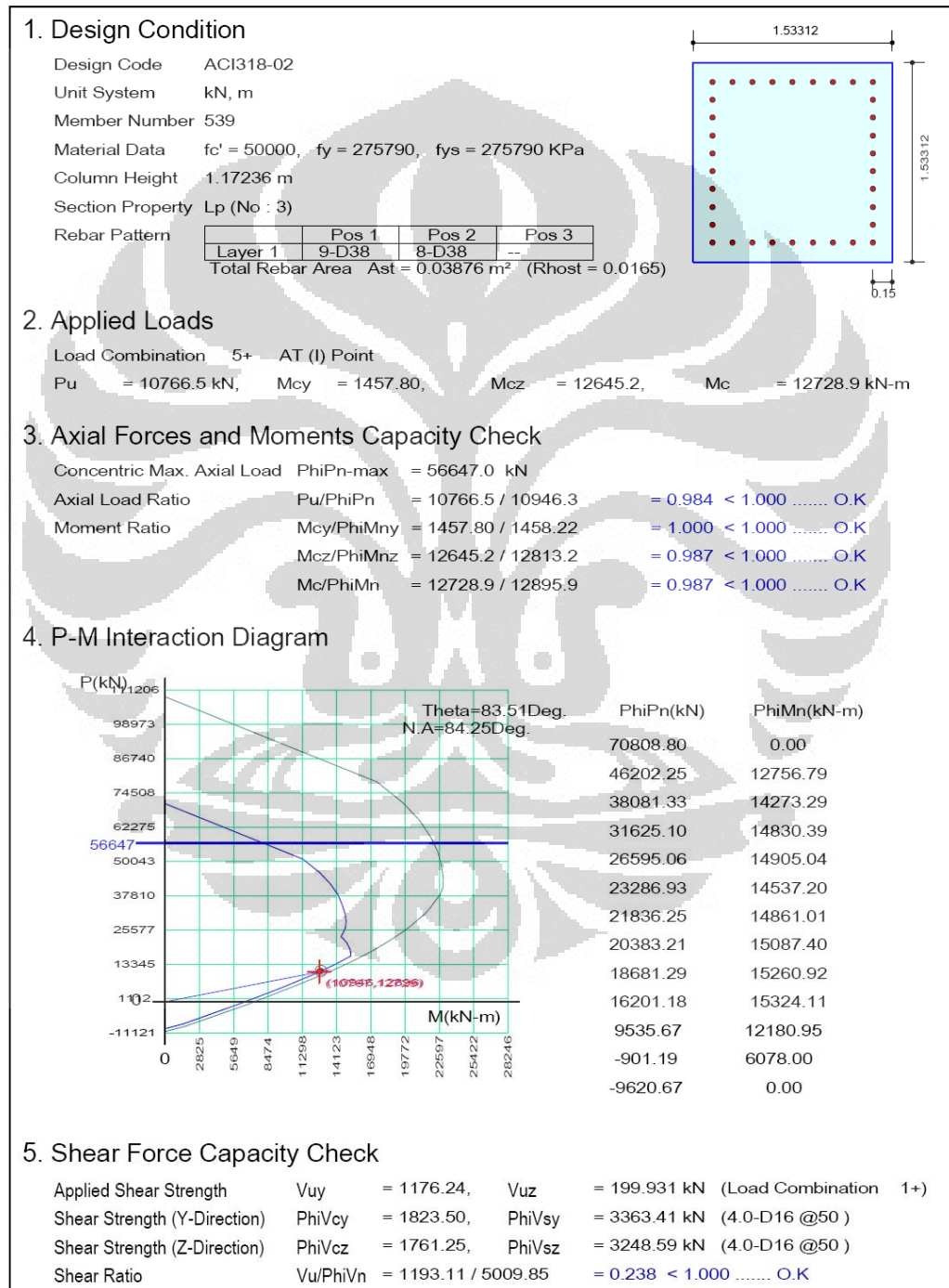
Dalam analisa dinamik respons spektra, perlu dilakukan *modal analysis* dengan jumlah moda struktur disesuaikan sedemikian rupa sehingga kontribusi massa pada arah X dan Y melebihi 90%. Untuk kriteria kombinasi gempa, desain struktur didasarkan pada kombinasi gaya gempa dalam arah sumbu memanjang dan melintang dengan rumusan $100\%X + 30\%Y$ dan $100\%Y + 30\%X$.

Selanjutnya berdasarkan gaya-gaya maksimum pada pembebanan ultimit gempa, elemen pilar jalan layang didesain sesuai dengan ketentuan ACI318-02 untuk mendapatkan jumlah baja tulangan yang mencukupi. Adapun dalam penelitian didapatkan baja tulangan dengan jumlah 34-D38, sehingga rasio luas tulangan terhadap luas beton (ρ) didapatkan sebesar 1.61%.



Gambar 4.4 Desain tulangan penampang pilar (*Circular Section*)

Sebagai salah satu parameter pembanding, maka juga dilakukan pemodelan struktur dengan menggunakan bentuk penampang persegi pada elemen pilarnya. Adapun ukuran penampang persegi didasarkan pada inersia penampang yang sama dengan penampang bulat. Sehingga didapat ukuran penampang persegi sebesar 1533.12 x 1533.12 mm. Selanjutnya dengan jumlah tulangan yang sama dengan penampang bulat, maka dilakukan pengecekan tulangan sebagai berikut:



Gambar 4.5 Desain tulangan penampang pilar (*Rectangular Section*)

Penggunaan variabel terikat inersia penampang pada kedua bentuk pilar dalam studi parametrik dimaksudkan agak untuk kedua pemodelan dihasilkan periode natural struktur dan gaya-gaya dalam yang relatif sama. Hal itu dikarenakan inersia penampang merupakan gambaran langsung dari kekakuan elemen struktur. Kekakuan struktur akan berkorelasi langsung dengan gaya-gaya dalam pada struktur akibat pembebanan luar dan karakteristik dinamik struktur (periode atau frekuensi natural struktur jembatan).

Adapun luasan penampang yang dihasilkan oleh kedua bentuk penampang pilar juga memiliki nilai yang relatif tidak berbeda jauh. Penampang pilar berbentuk bulat memiliki luasan sebesar 2405281.875 mm^2 , sedangkan penampang pilar persegi memiliki luasan penampang sebesar 2350456.934 mm^2 . Dari kedua perbandingan di atas, didapatkan bahwa perbedaan luasan kedua penampang pilar hanya sebesar 2.28% saja. Hal ini tentu hanya menghasilkan perbedaan massa struktur keseluruhan yang sedikit.

Dari hasil desain tulangan untuk kedua bentuk penampang yang digambarkan di atas, terlihat bahwa desain penulangan pada pilar jembatan berada pada *tension controlled*. Gaya aksial kolom untuk desain berada pada nilai-nilai maksimum tekan 10000-11000 kN. Gaya geser maksimum akibat kombinasi-kombinasi pembebanan yang diberikan adalah 1175-1200 kN. Dengan memberikan penulangan segkang sebanyak 4-D16 @50 mm pada bagian-bagian ujung kolom, maka dihasilkan kapasitas geser V_n yang mencukupi keperluan gaya geser ultimit maksimum V_u pada pilar jembatan.

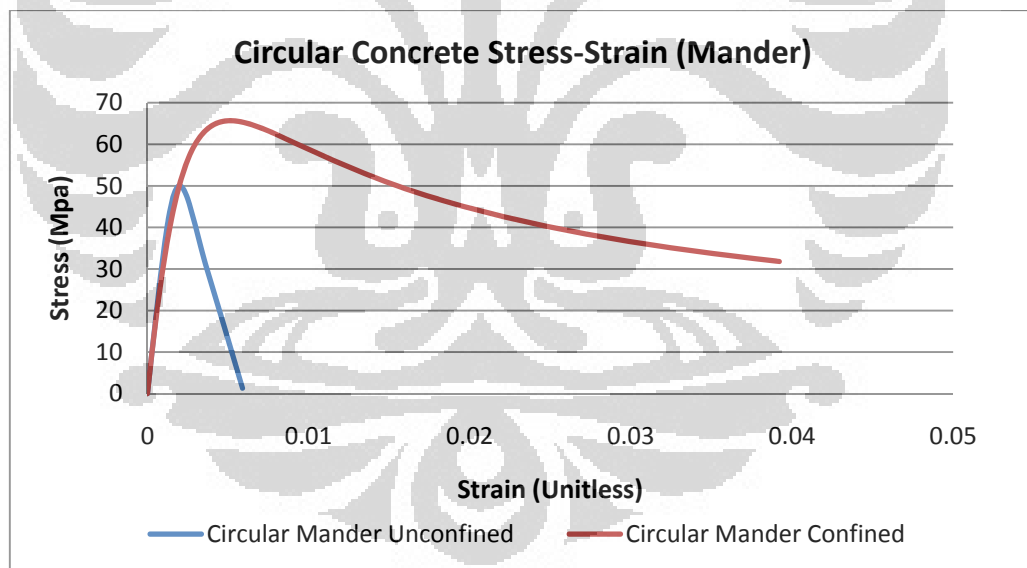
Perlu diketahui bahwa penulangan pada komponen-komponen pilar jalan layang yang digunakan dalam penelitian ini berdasarkan analisa respons spektra tidaklah sama dengan penulangan pilar jembatan yang terpasang pada kondisi sebenarnya di lapangan. Dalam penelitian ini, struktur jembatan jalan layang, dalam hal ini komponen pilar di desain ulang agar mengalami pelelehan pada level pelelehan tertentu pada saat gempa berlangsung.

4.1.3 Input Material Nonlinear

Untuk memodelkan perilaku nonlinear material pada struktur beton bertulang, perlu didefinisikan kurva hubungan tegangan regangan untuk selimut beton, beton inti, dan baja tulangan. Untuk material beton inti dan selimut beton, digunakan kurva tegangan regangan yang didefinisikan oleh *Mander* [9] sedangkan untuk baja tulangan, digunakan kurva tegangan regangan yang didefinisikan oleh *Menegetto-Pinto* [13].

a) Penampang Bulat

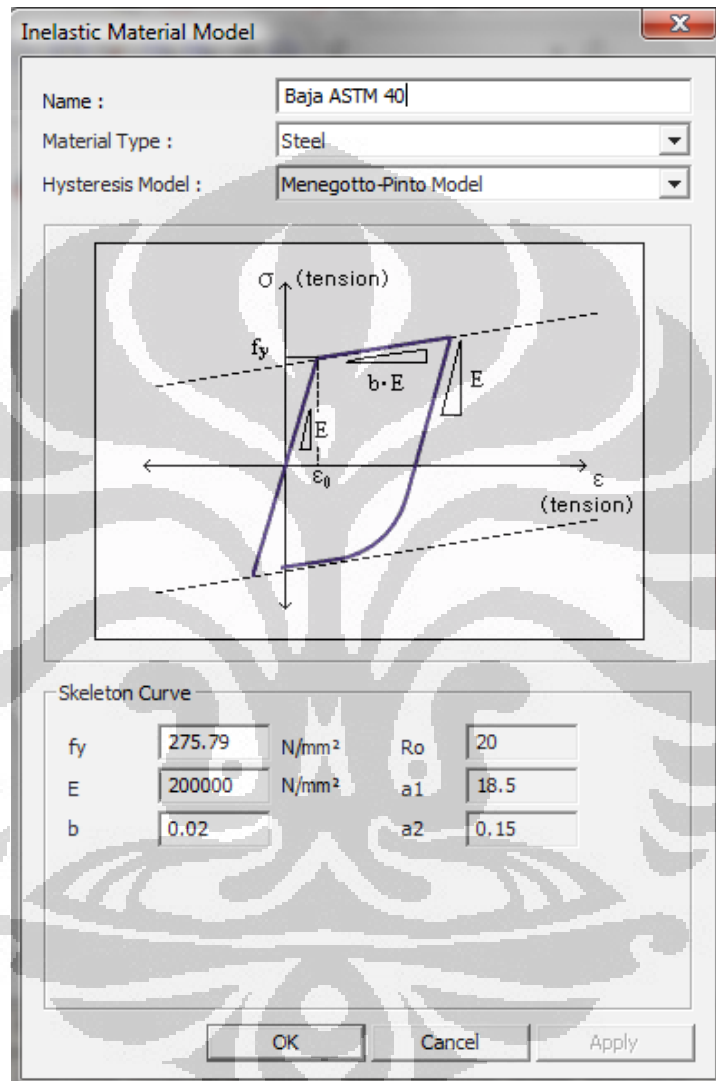
Berdasarkan jumlah penulangan longitudinal dan sengkang pada penampang pilar bulat yang telah dihitung sebelumnya, maka selanjutnya kurva tegangan regangan beton inti (*confined concrete*) dan selimut beton (*unconfined concrete*) dapat dibentuk dengan menggunakan rumusan-rumusan yang telah dijabarkan pada bab 2 sebelumnya. Berikut adalah gambaran kurva tegangan regangan pada selimut (*unconfined*) dan inti (*confined*) beton berdasarkan rumusan yang diberikan oleh *Mander* [9].



Gambar 4.6 Kurva tegangan regangan beton (*Circular Section*)

Pemodelan kurva tegangan regangan material nonlinear berdasarkan definisi *Mander* belum tersedia secara langsung dalam program MIDAS Civil 2006. Oleh karena itu, digunakan modifikasi dari model kurva tegangan regangan yang didefinisikan oleh *Kent & Park* [13] untuk mendekati kurva *Mander* yang telah dihitung secara manual sebelumnya.

Pemodelan kurva tegangan regangan untuk baja tulangan pada penampang bulat maupun persegi dimodelkan menggunakan kurva yang didefinisikan oleh *Menegetto-Pinto* [13]. Berikut ini adalah input data pada program MIDAS Civil terkait parameter-parameter yang diberikan dalam mendefinisikan bentuk kurva tegangan regangan baja tulangan *Menegetto-Pinto*:

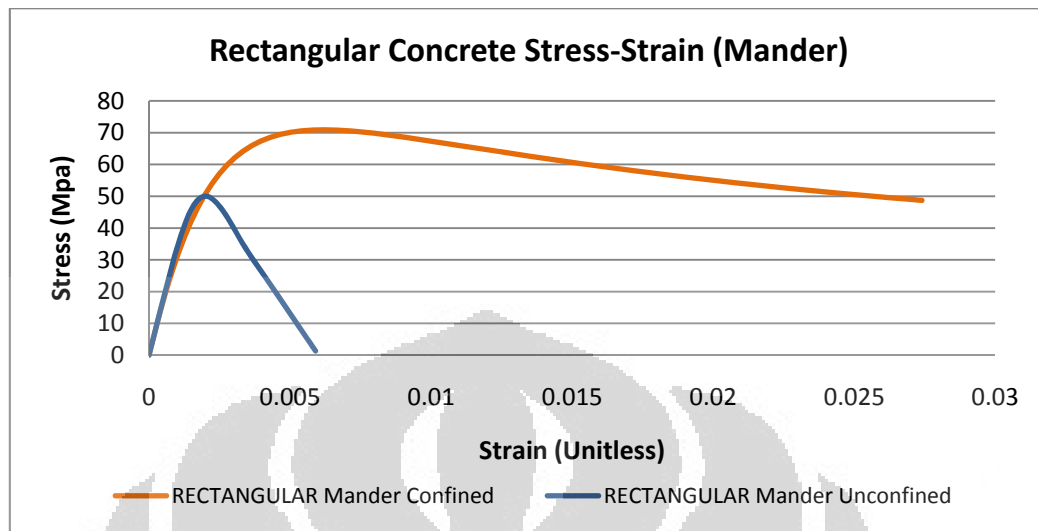


Gambar 4.7 Kurva tegangan-regangan baja (*Circular & Rectangular Section*)

b) Penampang Pesegi

Sama seperti pada penampang pilar bulat, berdasarkan penulangan longitudinal dan sengkang yang didapatkan dari perhitungan desain tulangan pilar sebelumnya, maka dapat dihitung kurva tegangan regangan untuk selimut dan inti beton berdasarkan model yang didefinisikan oleh *Mander* [9].

Gambar berikut ini menunjukkan penggambaran kurva tegangan regangan untuk pilar beton dengan bentuk penampang persegi:



Gambar 4.8 Kurva tegangan regangan beton (*Rectangular Section*)

4.1.4 Perhitungan Panjang Sendi Plastis

Studi parametrik dilakukan untuk melihat pengaruh panjang sendi plastis yang ditentukan terhadap kinerja struktur yang dihasilkan, dalam hal ini direpresentasikan dengan kurva hubungan *moment-rotation*. Berdasarkan rumusan yang telah dijabarkan pada bab 2, maka secara manual dihitung nilai-nilai panjang sendi plastis yang harus ditempatkan dalam pemodelan struktur. Berikut ini adalah rangkuman panjang sendi plastis untuk kedua bentuk penampang.

a) Penampang Bulat

Tabel 4.1 Rangkuman panjang sendi plastis (*Circular Section*)

Summary Perhitungan Panjang Sendi Plastis (<i>Circular Section</i>)			
No	Peneliti	Tahun	Panjang l_p (mm)
1	<i>Baker</i>	1960	761.985
2	<i>Corley</i>	1966	1042.645
3	<i>Mattock</i>	1967	1324.997
4	<i>Park et al.</i>	1982	700.000
5	<i>Priestly dan Park</i>	1987	1188.000
6	<i>Sheikh dan Khoury</i>	1993	1750.000
7	<i>Paulay dan Priestly</i>	1996	1190.560
8	<i>Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak</i>	2008	437.500
9	<i>ATC/MCEER Joint Venture</i>	2001	2526.361

b) Penampang Pesegi

Tabel 4.2 Rangkuman panjang sendi plastis (*Rectangular Section*)

Summary Perhitungan Panjang Sendi Plastis (<i>Rectangular Section</i>)			
No	Peneliti	Tahun	Panjang l_p (mm)
1	<i>Baker</i>	1960	716.530
2	<i>Corley</i>	1966	997.837
3	<i>Mattock</i>	1967	1266.557
4	<i>Park et al.</i>	1982	613.248
5	<i>Priestly dan Park</i>	1987	1188.000
6	<i>Sheikh dan Khoury</i>	1993	1533.119
7	<i>Paulay dan Priestly</i>	1996	1190.560
8	<i>Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak</i>	2008	383.280
9	<i>ATC/MCEER Joint Venture</i>	2001	2187.246

4.1.5 Input Rekaman Gempa (*Accelerograph*)

Berdasarkan ketentuan dalam FEMA 356 dan Eurocode [6] & [7], desain struktur dengan analisa riwayat waktu nonlinear harus menggunakan setidaknya tiga pasang catatan gempa. Setiap pasang *seismograph* terdiri dari dua komponen horisontal (longitudinal dan transversal). Bila komponen vertikal diperhitungkan, maka digunakan tiga komponen (longitudinal, transversal, dan vertikal).

Bila digunakan tiga sampai enam pasang catatan gempa dalam analisa, maka desain struktur didasarkan pada nilai respons (gaya-gaya dalam dan deformasi) maksimum struktur yang dihasilkan. Ketentuan lain juga diperbolehkan bila dalam analisa riwayat waktu digunakan tujuh pasang atau lebih catatan gempa. Dalam hal tersebut, desain struktur diperbolehkan untuk mengacu pada nilai rata-rata dari respons struktur yang dihasilkan dalam analisa.

Pemilihan data rekaman gempa harus memiliki nilai *magnitude*, *fault distances*, dan *source mechanism* yang ekuivalen dan sesuai dengan *ground motion* gempa desain. Untuk memenuhi hal tersebut, maka setiap data *seismograph* yang akan dipakai sebagai input beban gempa perlu diskalakan berdasarkan ketentuan-ketentuan sebagai berikut (FEMA 356):

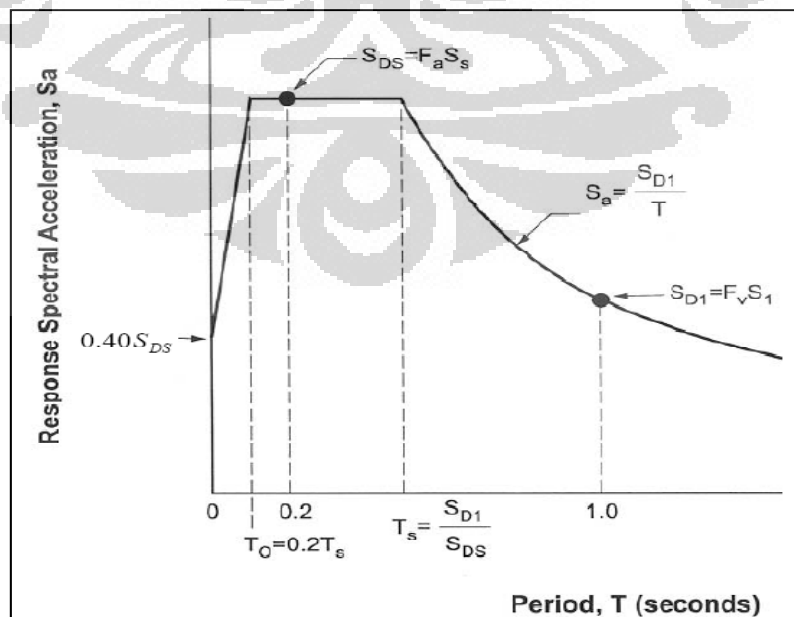
- a) Untuk setiap pasang gempa yang terdiri dari dua komponen horisontal, harus dibentuk spektrum SRSS dengan mengambil nilai akar-kuadrat-dari-jumlah-kuadrat tiap spektra teredam 5% dari tiap komponen.

- b) Diambil suatu nilai rata-rata dari tiap spektrum SRSS yang telah didapatkan dari tahapan sebelumnya.
- c) Besarnya skala pada data *seismograph* harus disesuaikan sedemikian rupa sehingga nilai rata-rata spectrum SRSS pada tahap b memiliki nilai yang tidak lebih rendah dari 1.4 kali *response spectrum* elastis desain teredam 5% pada periode di antara $0.2T$ detik dan $1.5T$ detik. Nilai T adalah periode fundamental dari struktur.

Berdasarkan ketentuan dalam *AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design* [8], maka *response spectrum* dibentuk untuk memenuhi nilai 7% probabilitas terlampaui dalam 75 tahun. Sehingga, nilai-nilai parameter dalam pembentukan respons spektra didapatkan berdasarkan peta gempa untuk periode ulang 1000 tahun.

Hal tersebut cukup berbeda bila dibandingkan dengan *response spectrum* yang dihasilkan berdasarkan peraturan gempa untuk bangunan (2% probabilitas terlampaui dalam 50 tahun). Pada struktur bangunan dengan ketentuan tersebut, maka diperlukan nilai-nilai parameter respons spektra berdasarkan peta gempa untuk periode ulang 2500 tahun.

Penggambaran *response spectrum* desain harus mengikuti ketentuan-ketentuan dalam gambar berikut ini (*AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design*):



Gambar 4.9 Ketentuan untuk *response spectrum* desain

Berdasarkan peta gempa untuk periode ulang 1000 tahun, maka akan didapatkan nilai-nilai S_s , dan S_I untuk *site class B*. Adapun nilai-nilai parameter yang didapatkan dalam *seismic map* adalah sebagai berikut:

- $S_s = 0.45g$
- $S_I = 0.175g$

Dalam penelitian ini, kondisi tanah diasumsikan adalah tanah pada *site class E*. Kemudian nilai-nilai koefisien tanah untuk *short period range* (F_a) dan untuk *long period range* (F_v) dinyatakan sebagai berikut:

Tabel 4.3 *Values of site coefficient (F_a)*

Site Class	Mapped Spectral Response Acceleration at Short Period				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

a. Use straight line interpolation for intermediate values

b. Site-specific geotechnical investigation shall be performed

Tabel 4.4 *Values of site coefficient (F_v)*

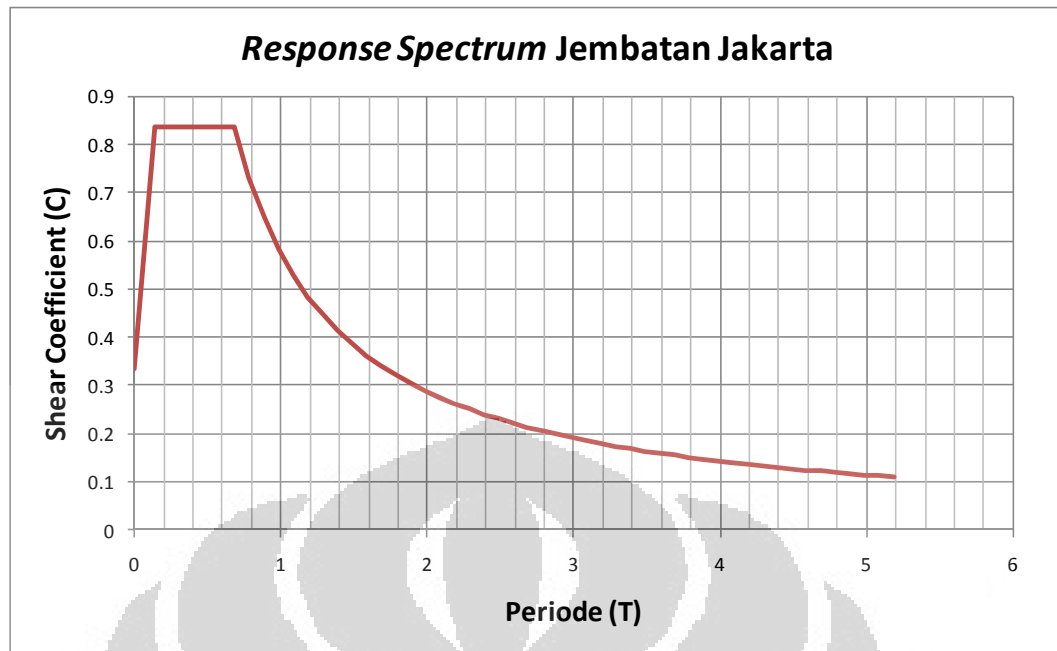
Site Class	Mapped Spectral Response Acceleration at 1-Second Period				
	$S_s \leq 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Note b	Note b	Note b	Note b	Note b

a. Use straight line interpolation for intermediate values

b. Site-specific geotechnical investigation shall be performed

Berdasarkan tabulasi di atas, maka didapatkan nilai-nilai koefisien tanah (*site coefficient*) $F_a = 1.86$ dan $F_v = 3.275$.

Nilai-nilai parameter dan koefisien tersebut digunakan untuk menggambar *response spectrum* desain pada daerah Jakarta. Dengan menggunakan program *Microsoft Excel*, maka dihasilkan grafik sebagai berikut:



Gambar 4.10 *Response spectrum* desain daerah Jakarta

Dalam penelitian ini akan digunakan data rekaman *ground motion* pada daerah Jakarta yang didapatkan dari Badan Metereologi Klimatologi dan Geofisika Pusat Jakarta (BMKG). Melalui kerjasama dengan BMKG, maka untuk penelitian ini digunakan tiga buah set data rekaman *ground motion* yang dicatat berdasarkan gempa yang terjadi pada berbagai pusat gempa:

1. Selat Sunda

- Tanggal : 15 April 2005
- Epicenter : 6.67 LS – 104.75 BT
- Kedalaman : 30 Km
- Magnitude : 5.1 SR
- Lokasi Pencatatan : Cengkareng

2. Garut

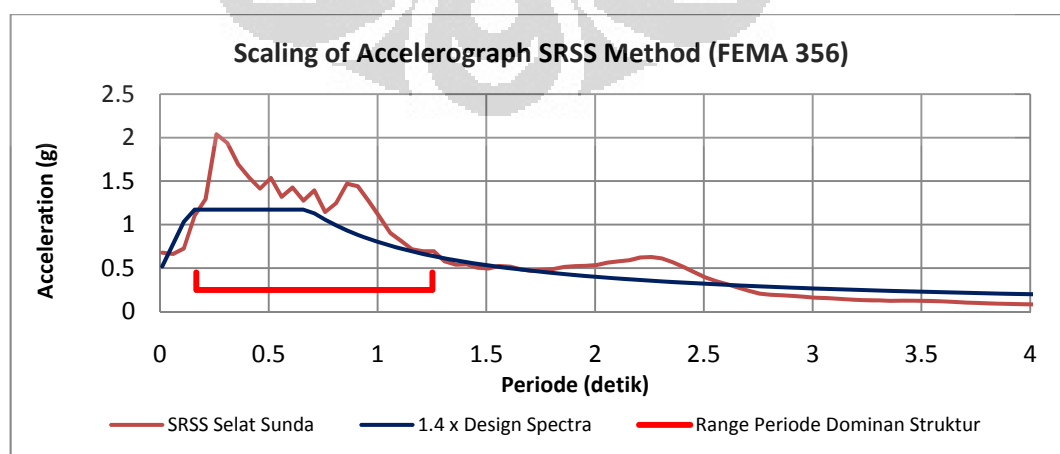
- Tanggal : 25 Juni 2005
- Epicenter : 08.14 LS – 107.87 BT
- Kedalaman : 30 Km
- Magnitude : 4.5 SR
- Lokasi Pencatatan : BMKG (Kemayoran)

3. Ujung Kulon

- Tanggal : 12 Januari 2011
- Epicenter : 6.9610 LS – 105.0830 BT
- Kedalaman : 35 Km
- Magnitude : 4.9 SR
- Lokasi Pencatatan : BMKG (Kemayoran)

Adapun dari data-data pencatatan rekaman gempa asli yang di atas, rekaman gempa yang berasal dari Selat Sunda akan diskalakan sedemikian rupa untuk memenuhi ketentuan metode *SRSS Spectrum* berdasarkan FEMA 356 yang telah dijelaskan sebelumnya. Selanjutnya untuk kebutuhan studi sensitifitas karakteristik gempa (*frequency content*), maka catatan gempa yang berasal dari Garut dan Ujung Kulon juga akan diskalakan sehingga memiliki nilai amplitudo percepatan yang sama dengan catatan gempa yang berasal dari Selat Sunda pada komponen arah transversal dan longitudinalnya. Durasi *time history* untuk ketiga input catatan gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah 40 detik.

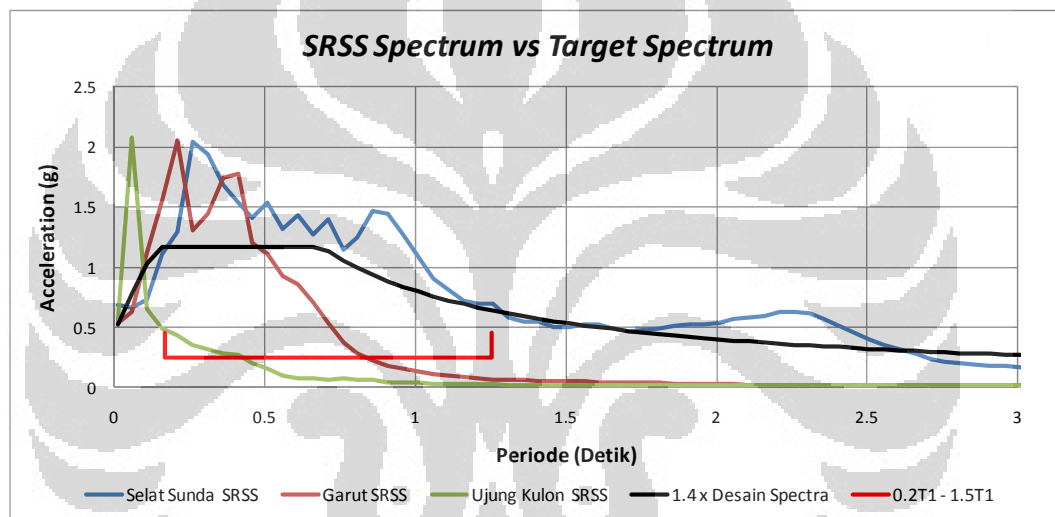
Accelerograph dari pencatatan asli perlu diskalakan agar input gempa dalam perhitungan sesuai dengan *response spectra* rencana awal dalam mendesain tulangan pilar sebelumnya. Berikut ini adalah gambaran metode *SRSS Spectrum* berdasarkan FEMA 356 yang digunakan untuk mendapatkan faktor skala perkalian terhadap rekaman gempa asli. Berdasarkan metode ini, maka didapatkan amplitudo maksimum gempa Selat Sunda transversal sebesar $0.4115g$ dan pada gempa Selat Sunda longitudinal sebesar $0.4982g$.



Gambar 4.11 *SRSS Spectrum* Selat Sunda dalam pen-skala *accelerograph*

Dalam penelitian ini, pen-skalaan *accelerograph* berdasarkan metode *SRSS Spectrum* digunakan hanya berasal dari gempa Selat Sunda. Hal ini dilakukan karena bentuk respons spektra yang didapatkan dari gempa Garut dan Ujung Kulon tidak memiliki nilai-nilai maksimum pada rentang disekitar $0.2T_1 - 1.5T_1$. Bentuk respons spektra dari kedua tempat tersebut cenderung tidak landai bila dibandingkan dengan respons spektra dari Selat Sunda.

Sehingga ketentuan yang menyatakan bahwa nilai-nilai percepatan *SRSS Spectrum* harus lebih besar dibandingkan pada percepatan *1.4 Design Spectra* untuk rentang $0.2T_1 - 1.5T_1$ sangat sulit terpenuhi. Berikut adalah gambar yang menunjukkan bentuk *SRSS Spectrum* dari ketiga gempa tinjauan.

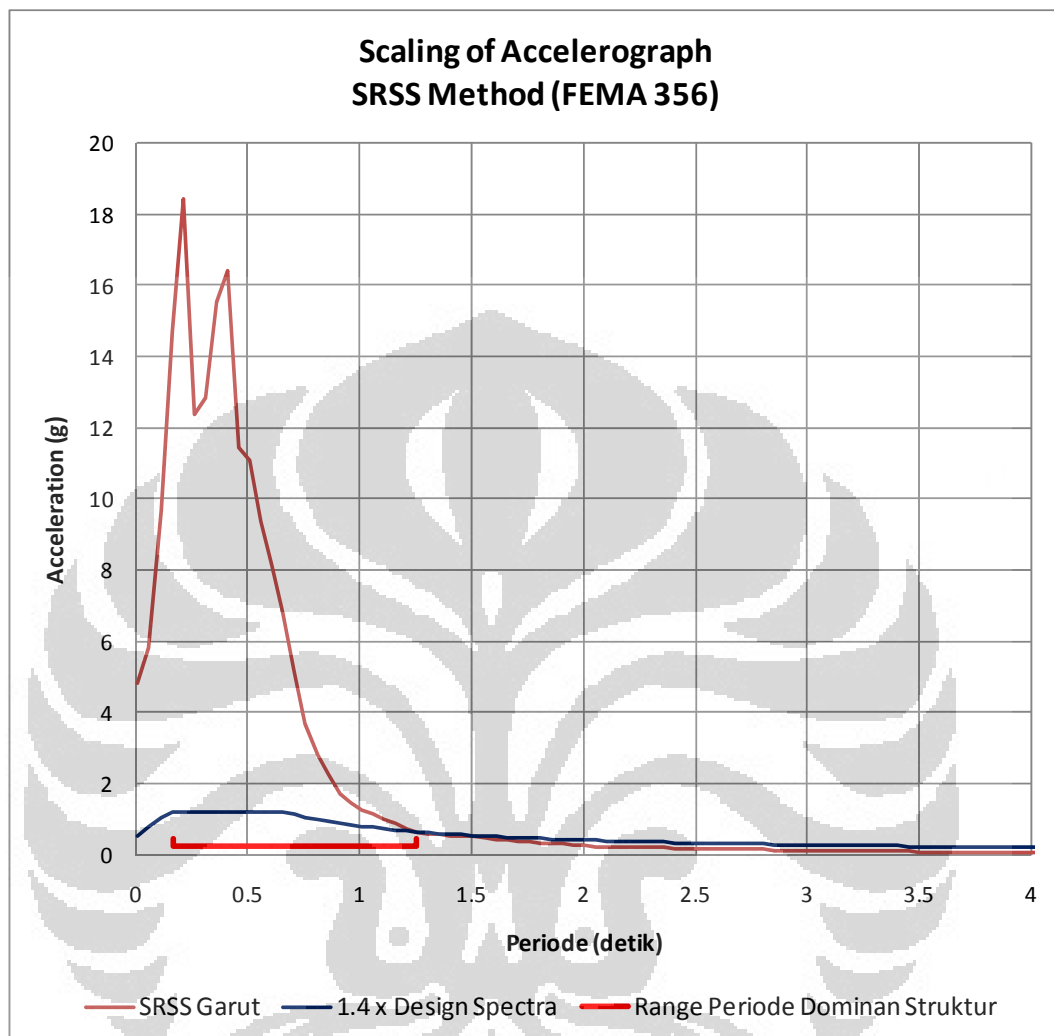


Gambar 4.12 *SRSS Spectrum vs Target Spectrum (1.4 Design Spectra)*

Dari gambar di atas, terlihat jelas bahwa untuk gempa Garut dan Ujung Kulon, dibutuhkan faktor skala amplitudo percepatan yang sangat besar agar memenuhi kriteria metode *SRSS Spectrum* yang dijelaskan sebelumnya. Contohnya untuk gempa Garut, akan diperlukan faktor skala yang sangat besar untuk membuat posisi *SRSS Spectrum* Garut berada diatas *target spectrum* pada rentang periode 0.8 – 1.25 detik.

Sehingga bila skala faktor yang besar tersebut digunakan dalam perhitungan, maka akan dihasilkan input pembebanan gempa yang terlalu besar bila dibandingkan dengan respons spektra desain. Dapat dipastikan bila digunakan input beban gempa berdasarkan faktor skala tersebut, maka struktur akan mengalami gaya-gaya yang sangat besar dan kurang relevan.

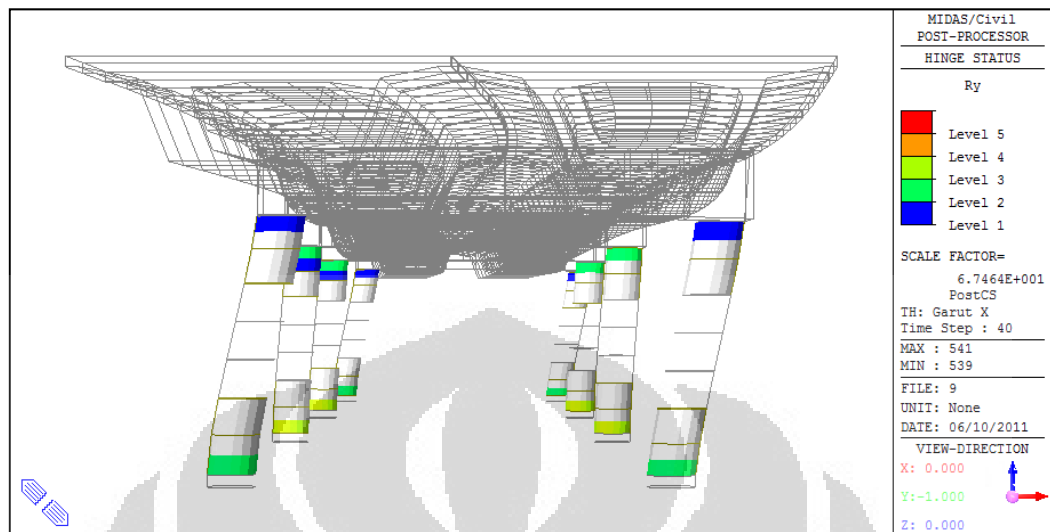
Berikut adalah gambar yang menunjukkan bentuk *SRSS Spectrum* gempa Garut dan *target spectrum* pada wilayah Jakarta:



Gambar 4.13 Pen-skalaan gempa Garut (*SRSS Spectrum Method*)

Grafik *accelerograph* memiliki axis vertikal (percepatan) dan axis horizontal (waktu), dalam penelitian ini, faktor skala hanya diberikan pada sumbu vertikal (percepatan) saja. Dari gambar di atas terlihat bahwa agar semua nilai-nilai percepatan pada *SRSS Spectrum* Garut berada di atas grafik *target spectrum* Jakarta pada *range* periode dominan struktur ($0.2T_1 - 1.5T_1$), dibutuhkan suatu skala faktor amplitudo percepatan yang sangat besar. Sehingga berdasarkan skala yang didapatkan dari *SRSS method* di atas, input rekaman gempa Garut dalam arah transversal memiliki amplitudo percepatan sebesar 3.0862g dan untuk gempa dalam arah longitudinal memiliki amplitudo percepatan sebesar 3.736g.

Berikut ini akan ditunjukkan hasil analisa struktur berdasarkan input beban gempa yang telah diskalakan pada penjelasan di atas.



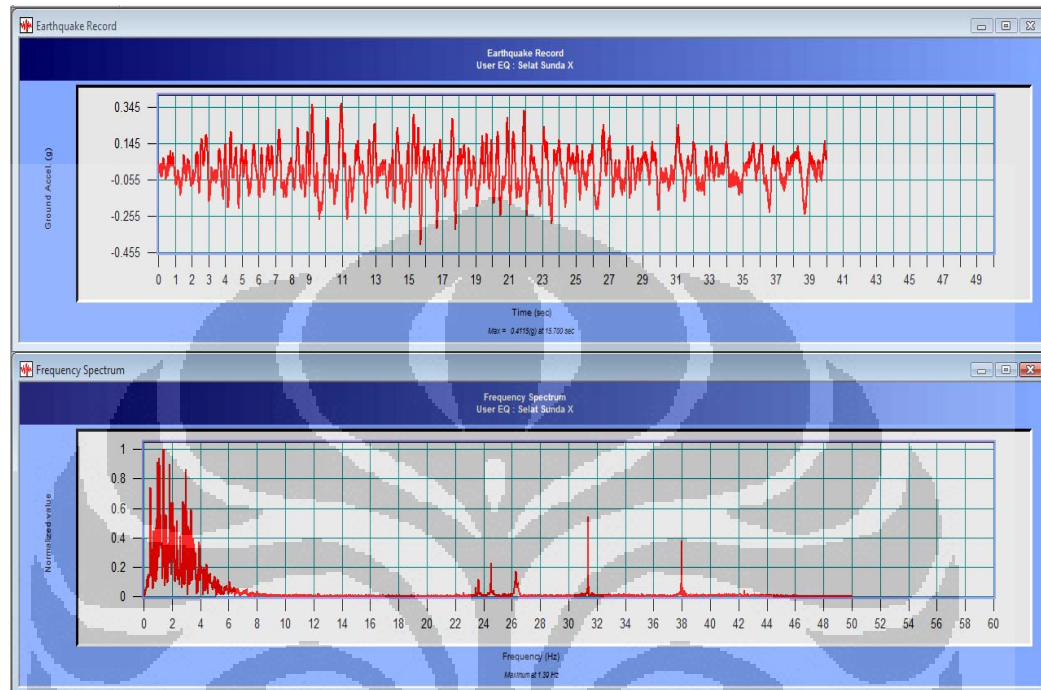
Gambar 4.14 Kinerja struktur akibat gempa Garut (*scaled from SRSS method*)

Gambar di atas menunjukkan respons struktur terhadap pembebanan gempa Garut yang dinyatakan dalam tingkatan kinerja struktur. Warna biru merupakan tingkatan kinerja level pertama (*immediate occupancy*), warna biru toska merupakan tingkatan kinerja level kedua (*life safety*), dan warna hijau muda merupakan tingkatan kinerja level ketiga (*collapse prevention*).

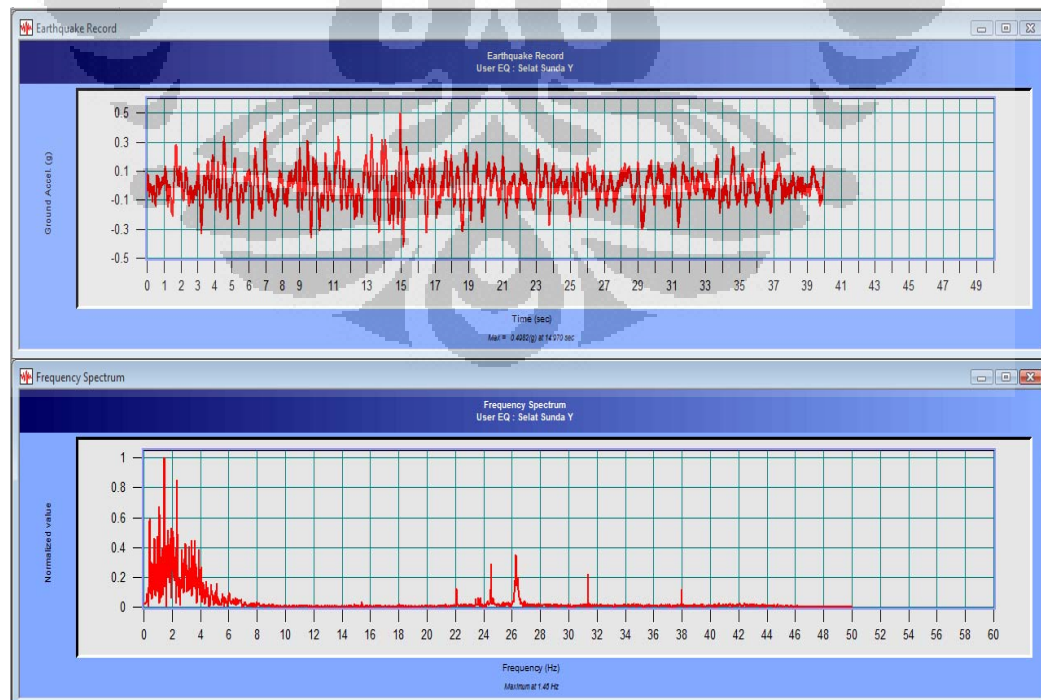
Dari gambar di atas terlihat bahwa struktur sudah mengalami keruntuhan karena input beban gempa yang terlalu besar. Hal ini ditunjukkan dengan oleh warna sendi plastis dibagian bawah pilar tengah jembatan yang sudah memasuki level kinerja 3 (*collapse prevention*), meskipun pila-pilar lainnya masih berada pada tingkatan kinerja *life safety* dan *immediate occupancy*.

Penjelasan-penjelasan di atas menunjukkan bahwa penggunaan skala faktor berdasarkan metode *SRSS Spectrum* Garut jelas memberikan hasil desain yang tidak sesuai dengan ketentuan berdasarkan *response spectra* desain pada daerah Jakarta. Oleh karena itu, dalam penelitian ini hanya digunakan skala faktor percepatan berdasarkan metode *SRSS Spectrum* gempa Selat Sunda, dan selanjutnya amplitudo percepatan yang telah diskalakan tersebut akan disamakan untuk gempa Garut dan Selat Sunda pada tiap arah gempanya untuk kebutuhan studi sensitifitas muatan frekuensi *spectrum* gempa.

Pada dasarnya input data gempa asli merupakan data-data gempa yang memiliki amplitudo sangat kecil. Untuk mencapai nilai amplitudo di atas, gempa asli Selat Sunda perlu dikalikan skala faktor sebesar 750. Berikut ini adalah input rekaman gempa yang telah diskalakan dalam domain waktu dan frekuensi:

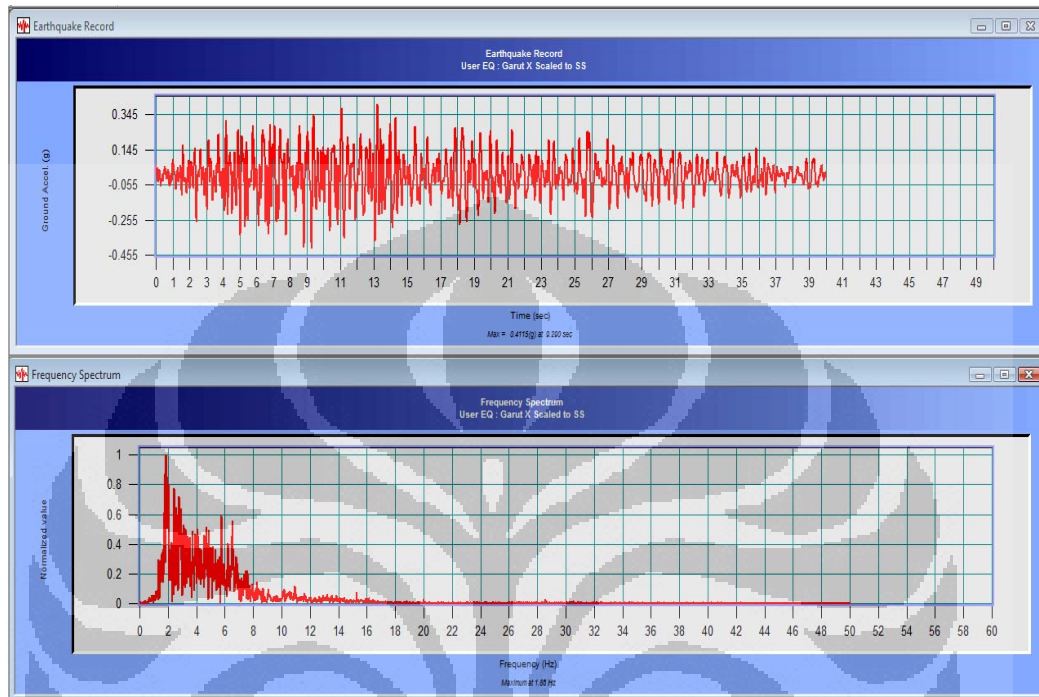


Gambar 4.15 Rekaman *ground motion* dari Selat Sunda Transversal

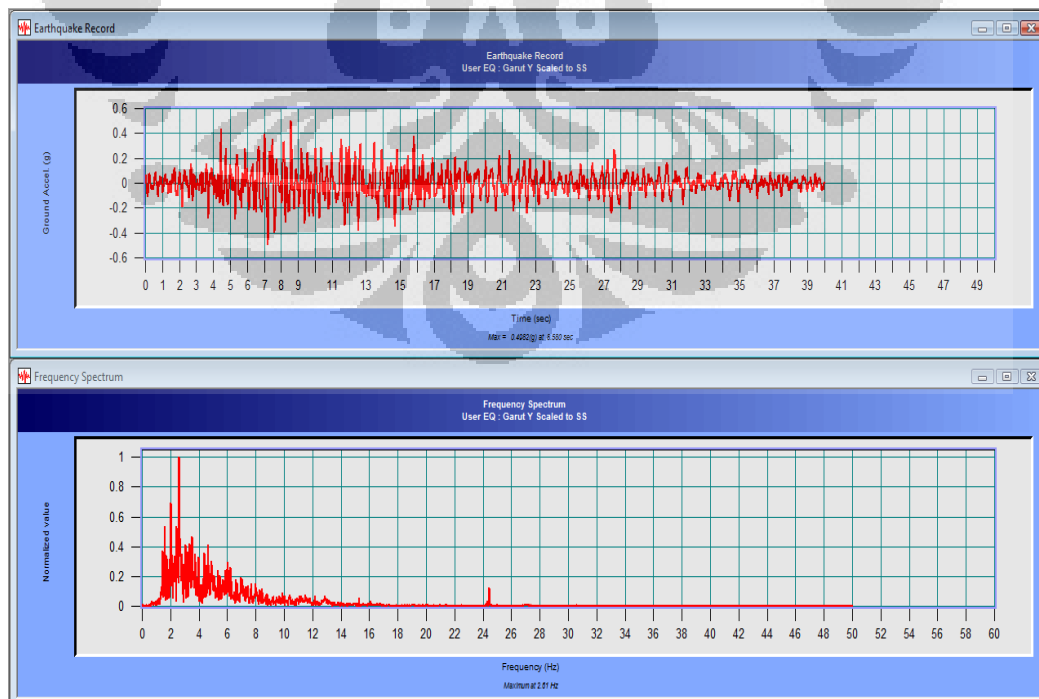


Gambar 4.16 Rekaman *ground motion* dari Selat Sunda Longitudinal

Untuk mendapatkan nilai amplitudo sebesar $0.4115g$ pada komponen gempa transversal, gempa Garut perlu dikalikan faktor skala sebesar 2250. Komponen gempa longitudinal juga perlu dikalikan faktor skala sebesar 1500 untuk mendapatkan amplitudo gempa longitudinal sebesar $0.4982g$.

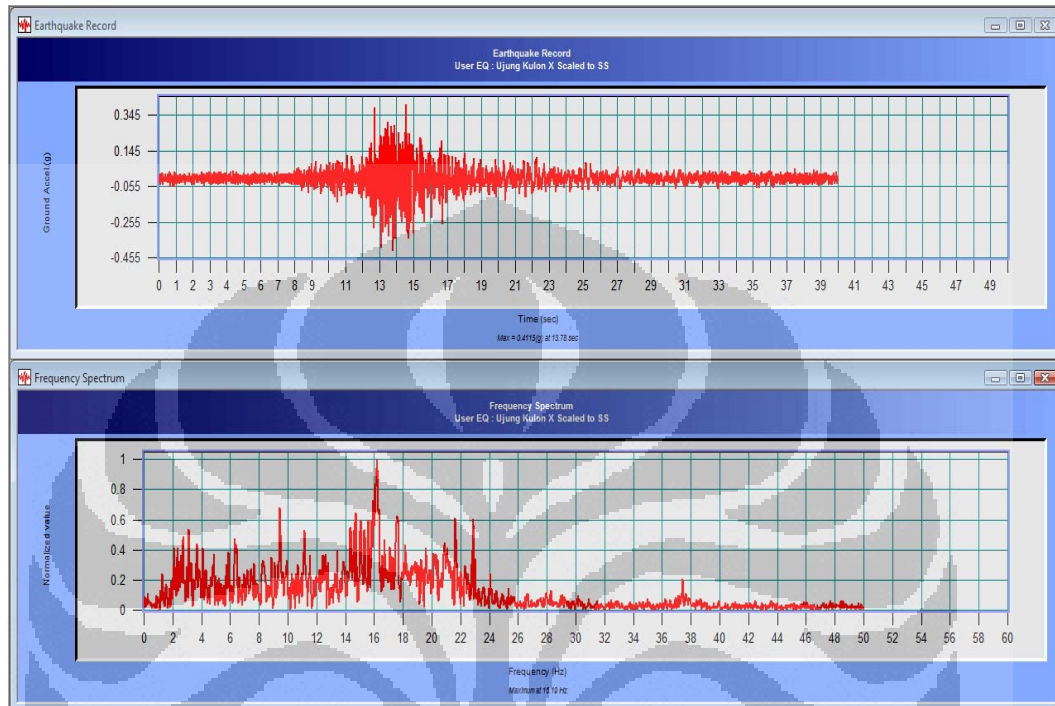


Gambar 4.17 Rekaman *ground motion* dari Garut Transversal

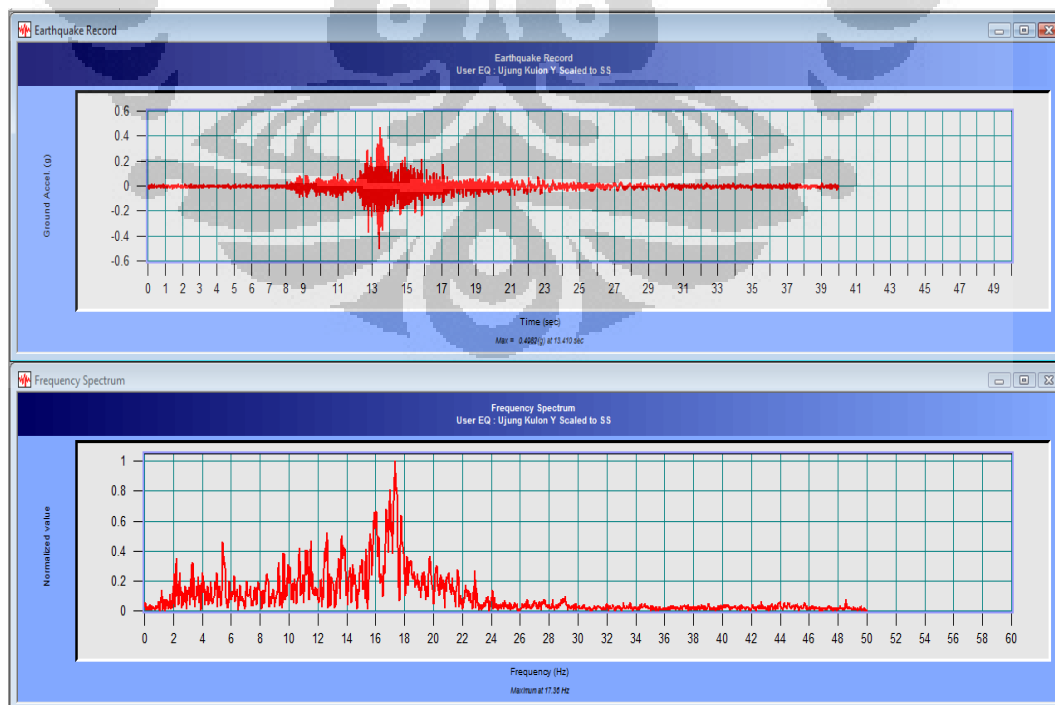


Gambar 4.18 Rekaman *ground motion* dari Garut Longitudinal

Gempa yang berasal dari Ujung Kulon bersifat gempa mikro yang nilainya sangat kecil. Oleh karena itu, gempa Ujung Kulon dalam arah transversal perlu dikali faktor skala sebesar 11200 dan faktor sebesar 7000 untuk arah longitudinal agar memiliki nilai amplitudo yang sama dengan gempa Selat Sunda.



Gambar 4.19 Rekaman *ground motion* dari Ujung Kulon Transversal



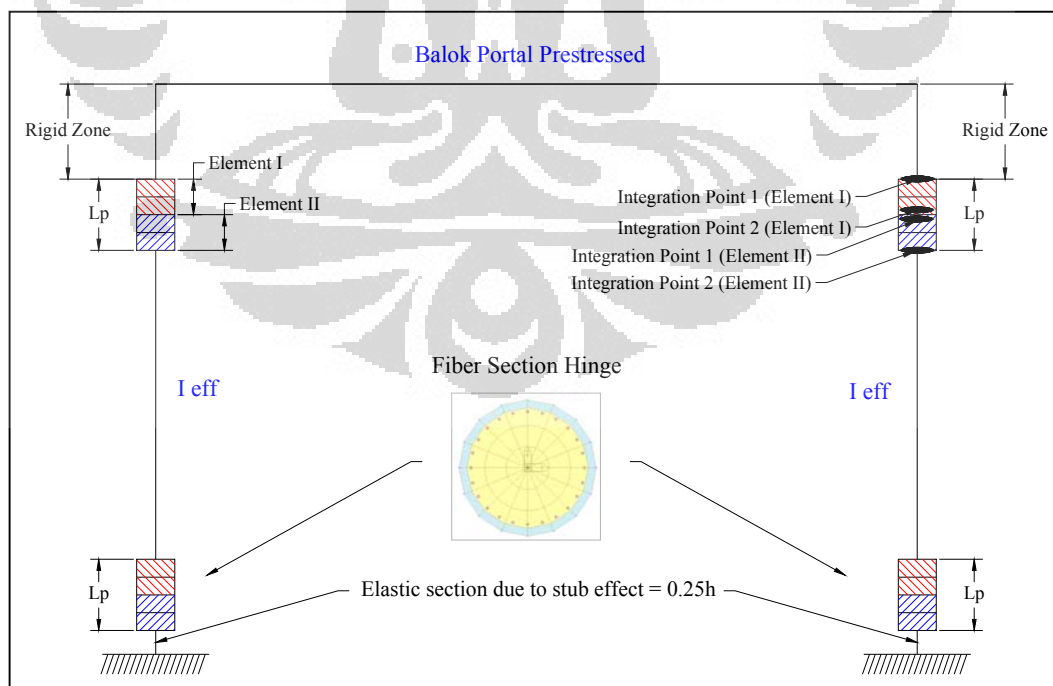
Gambar 4.20 Rekaman *ground motion* dari Ujung Kulon Longitudinal

Setiap data *ground motion* yang digunakan dalam penelitian ini memiliki karakteristik *frequency content* yang cukup berbeda. Berdasarkan rekaman gempa dalam domain frekuensi di atas, diketahui bahwa rekaman gempa yang berasal dari Selat Sunda memiliki muatan frekuensi dominan pada rentang $\pm 0.5-3$ Hz. Rekaman gempa yang berasal dari Garut memiliki muatan frekuensi dominan pada rentang $\pm 2-7$ Hz, sedangkan pada rekaman gempa dari daerah Ujung Kulon, muatan frekuensi dominannya tersebar di sepanjang rentang $\pm 3-23$ Hz.

4.1.6 Input Elemen Nonlinear (*Fiber Section Hinge*)

Perilaku nonlinear material dalam elemen-elemen struktur dimodelkan dengan menggunakan *fiber section hinge*. Penjelasan-penjelasan detail mengenai tipe sendi plastis ini telah dijelaskan pada bab 2 sebelumnya. Dalam penelitian ini, sendi plastis dimodelkan terdistribusi pada penampang pilar dan juga terdistribusi dalam arah ketinggian zona panjang sendi plastis. Untuk setiap zona panjang sendi plastis, elemen *fiber section hinge* dimodelkan terdiskritisasi dalam 4 buah *sections* (2 elemen dan 2 titik integrasi).

Berikut adalah gambar yang menjelaskan lokasi penempatan sendi plastis dan juga hal-hal lain yang berkaitan dengan definisi diskritisasi *fiber section hinge*.



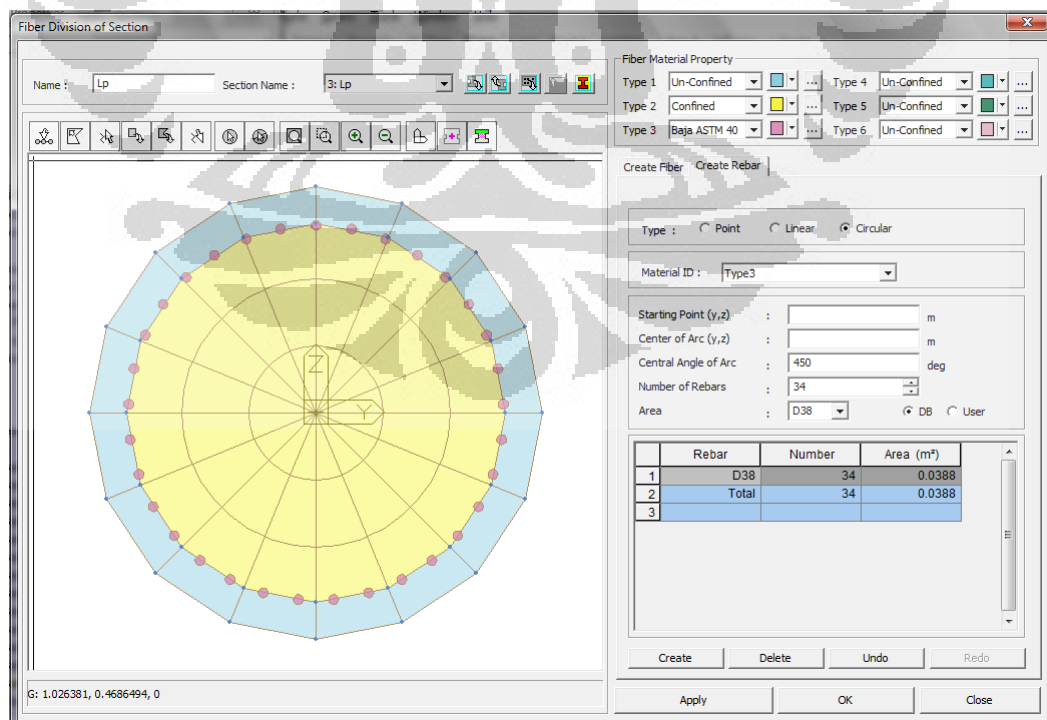
Gambar 4.21 Penempatan *fiber hinge section* pada portal

Sendi plastis ditempatkan di sekitar kedua ujung kolom portal. Balok portal *prestressed* diasumsikan berperilaku elastik dengan kekakuan inersia sebesar $1.0 I_g$ ($I_{eff \text{ balok}} = I_g$). Berdasarkan ketentuan pada jurnal *Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Column* [2], pada area dekat *pile cap* dengan daerah setinggi $0.25h$ diasumsikan berperilaku elastik dikarenakan adanya pengaruh penulangan yang lebih banyak pada daerah pertemuan bawah kolom dengan *pile cap* (*stub effect*). Daerah kolom diluar zona sendi plastis lainnya juga dimodekan sebagai elemen kolom elastik, dengan memodifikasi inersia penampangnya sebesar $0.7I_g$ sebagai representasi pengaruh terjadinya retak pada kolom beton ($I_{eff} = 0.7I_g$).

Diskritisasi *fiber* dalam penampang pilar dimodelkan sebagai tipe *radial* untuk bentuk penampang bulat dan tipe *rectangular* untuk penampang persegi. Pada penampang pilar bulat dimodelkan 16 *fiber* untuk selimut beton, 48 *fiber* untuk beton inti, dan 34 *fiber* untuk baja tulangan. Sedangkan pada penampang persegi, dimodelkan sebanyak 28 *fiber* untuk selimut beton, 30 *fiber* untuk beton inti, dan 34 *fiber* untuk baja tulangan.

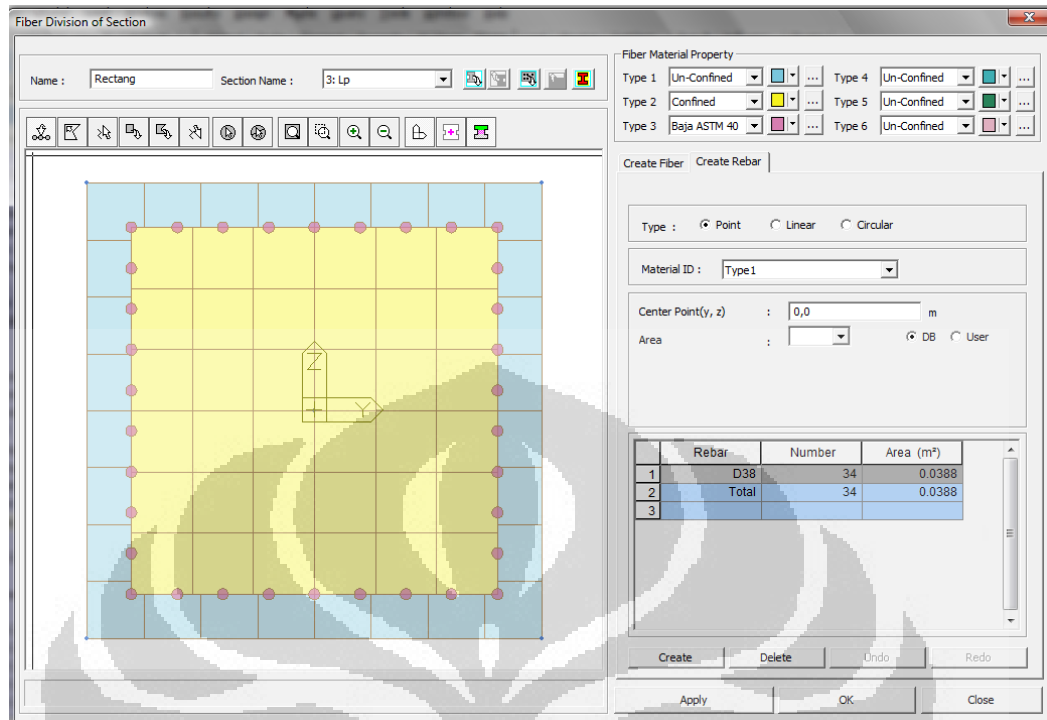
Berikut ini adalah pemodelan diskritisasi *fiber* dalam *fiber section hinge* pada elemen sendi plastis pilar jembatan untuk penampang bulat dan persegi:

a) Penampang Bulat



Gambar 4.22 Pemodelan *fiber hinge section* untuk penampang bulat

b) Penampang Pesegi



Gambar 4.23 Pemodelan *fiber hinge section* untuk penampang persegi

4.2 HASIL ANALISA DAN DISKUSI

Input data yang dijelaskan sebelumnya menjadi penentu hasil analisa yang didapatkan. Berikut ini akan dijabarkan hasil analisa dan juga diskusi terkait dengan studi parametrik yang dilakukan guna mendapatkan kesimpulan yang berkaitan dengan hipotesa awal dalam penelitian ini. Ada dua hal yang dibahas, yaitu studi pengaruh panjang sendi plastis terhadap level kinerja struktur yang dihasilkan dan juga studi sensitifitas rekaman gempa (*accelerograph*) terhadap pembentukan sendi plastis yang terjadi pada pilar jalan layang.

4.2.1 Pengaruh Panjang Sendi Plastis Terhadap Kinerja Struktur

Kinerja struktur dalam hal ini terkait dengan kurva hubungan *moment-rotation* yang dihasilkan oleh elemen nonlinear (zona sendi plastis). Hal tersebut harus dibandingkan dengan kriteria penerimaan (*acceptance criteria*) dan *modeling parameter* yang didapatkan dari peraturan FEMA 356. Dalam hal ini, komponen tinjauan adalah komponen kolom yang didominasi oleh gaya-gaya lentur, dengan ketentuan-ketentuan pendukung sebagai berikut ini:

$$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1 \rightarrow \frac{14000000N}{\left(\frac{1}{4}\pi(1750)^2\right) \times (65MPa)} = 0.089546 \rightarrow \text{OK}$$

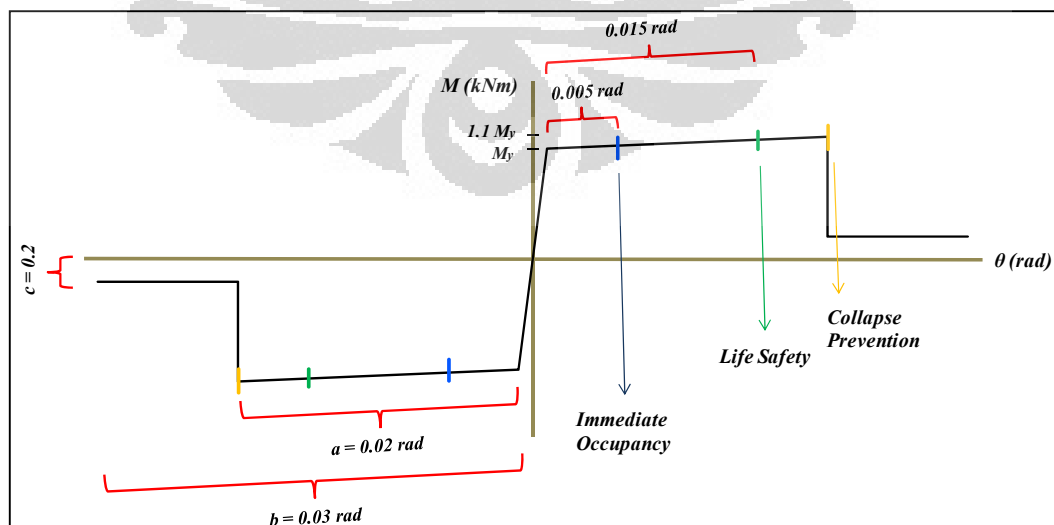
$$s = 50mm \rightarrow s \leq \frac{1750mm}{3} = 583.333mm \rightarrow \text{Conforming}$$

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \leq 3 \rightarrow \frac{3300000N}{(2405281.875mm^2)(\sqrt{65MPa})} = 0.17 \rightarrow \text{OK}$$

Sehingga berdasarkan ketentuan-ketentuan di atas pada tabel 6-8 FEMA 356, didapatkan nilai-nilai berikut ini:

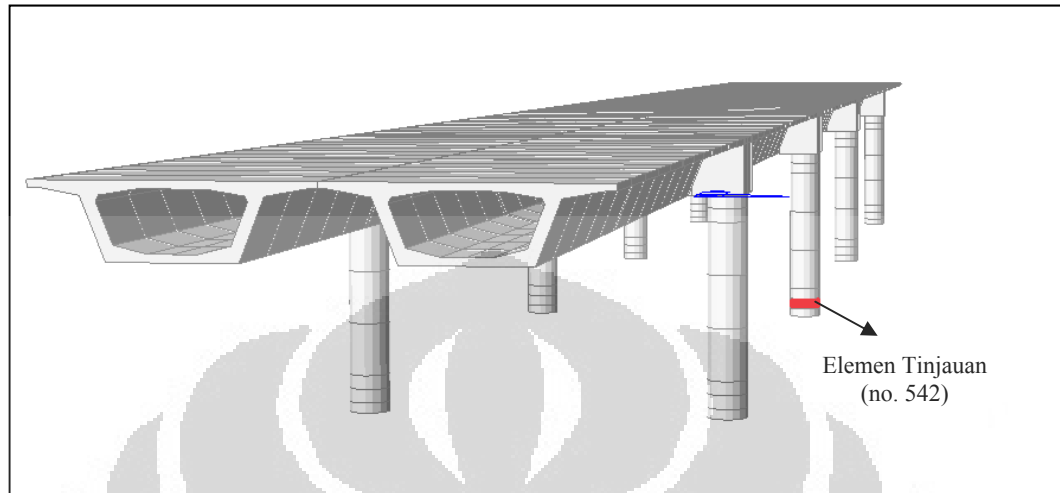
- *Plastic rotation angle a* = 0.02 rad
- *Plastic rotation angle b* = 0.03 rad
- *Residual strength ratio c* = 0.2
- *Plastic rotation angle IO* = 0.005 rad
- *Plastic rotation angle LS* = 0.015 rad
- *Plastic rotation angle CP* = 0.02 rad

Nilai-nilai di atas digunakan sebagai acuan dalam melihat kinerja struktur melalui pembentukan sendi plastis pada pilar jembatan. Untuk gempa pada arah X, maka kurva tinjauan adalah momen Y dan rotasi Y. Sebaliknya untuk gempa arah Y, maka kurva tinjauan adalah momen Z dan rotasi Z. Hal ini terkait dengan pengertian sumbu lokal pada elemen pilar yang ditunjukkan pada Gambar 4.22 dan Gambar 4.23. Nilai-nilai M_y dan θ_y didapat dari hasil perhitungan kurva histerik pada *fiber section analysis*.



Gambar 4.24 *Acceptance criteria* komponen nonlinear (FEMA 356)

Untuk dapat melihat perbedaan perilaku nonlinear pilar yang dihasilkan akibat penempatan panjang sendi plastis yang berbeda-beda, maka diambil salah satu elemen tinjauan pada nomor elemen 542 sebagai berikut ini:



Gambar 4.25 Posisi elemen tinjauan (nomor 542 – post 1)

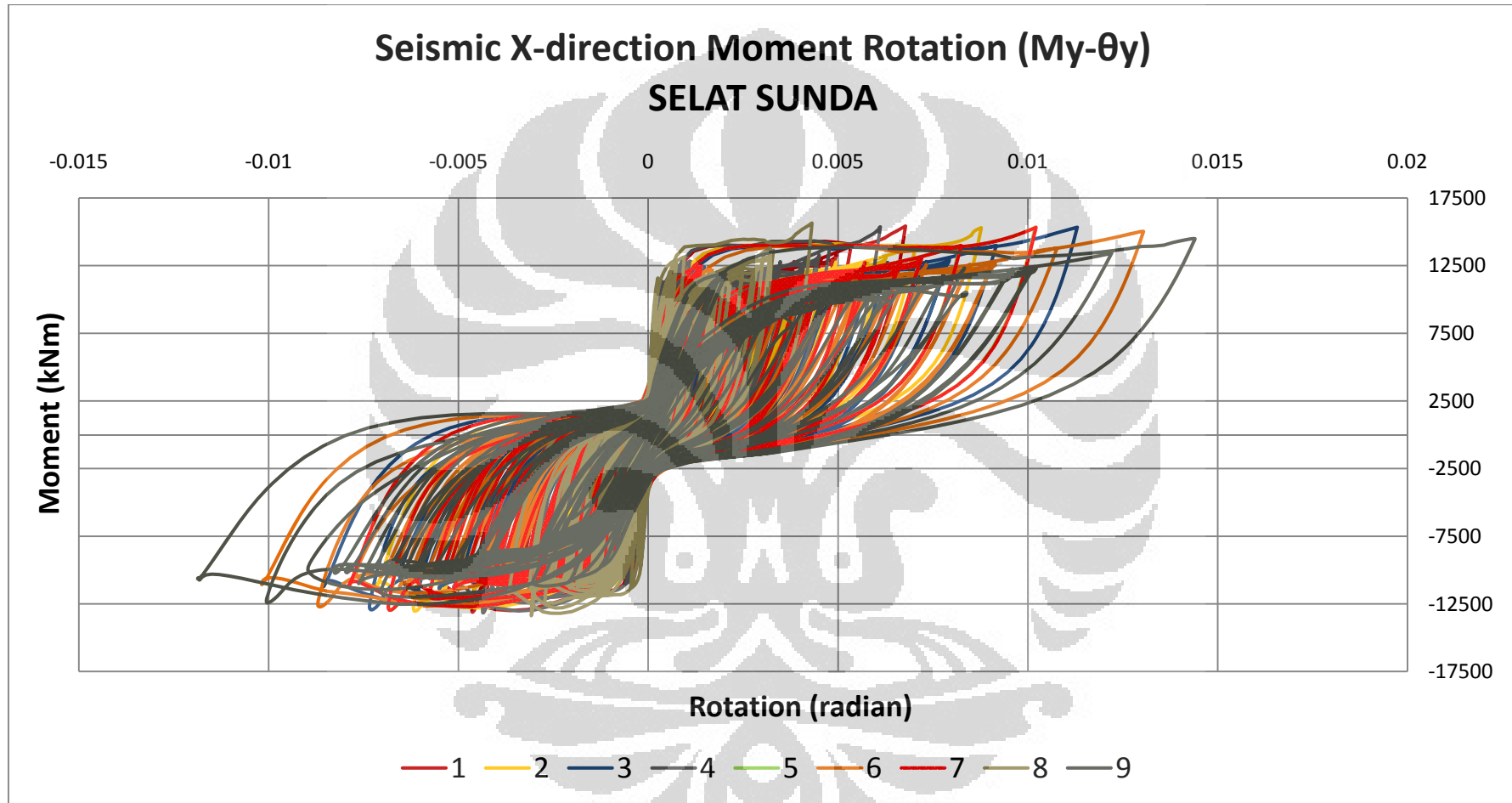
Perilaku nonlinear pilar dinyatakan dalam kurva hubungan momen (kNm) dan rotasi (rad). Hasil analisa dari penempatan panjang sendi plastis yang berbeda dinyatakan dengan nomor legenda 1-9, dimana nomor-nomor tersebut adalah:

Tabel 4.5 Definisi nomor legenda

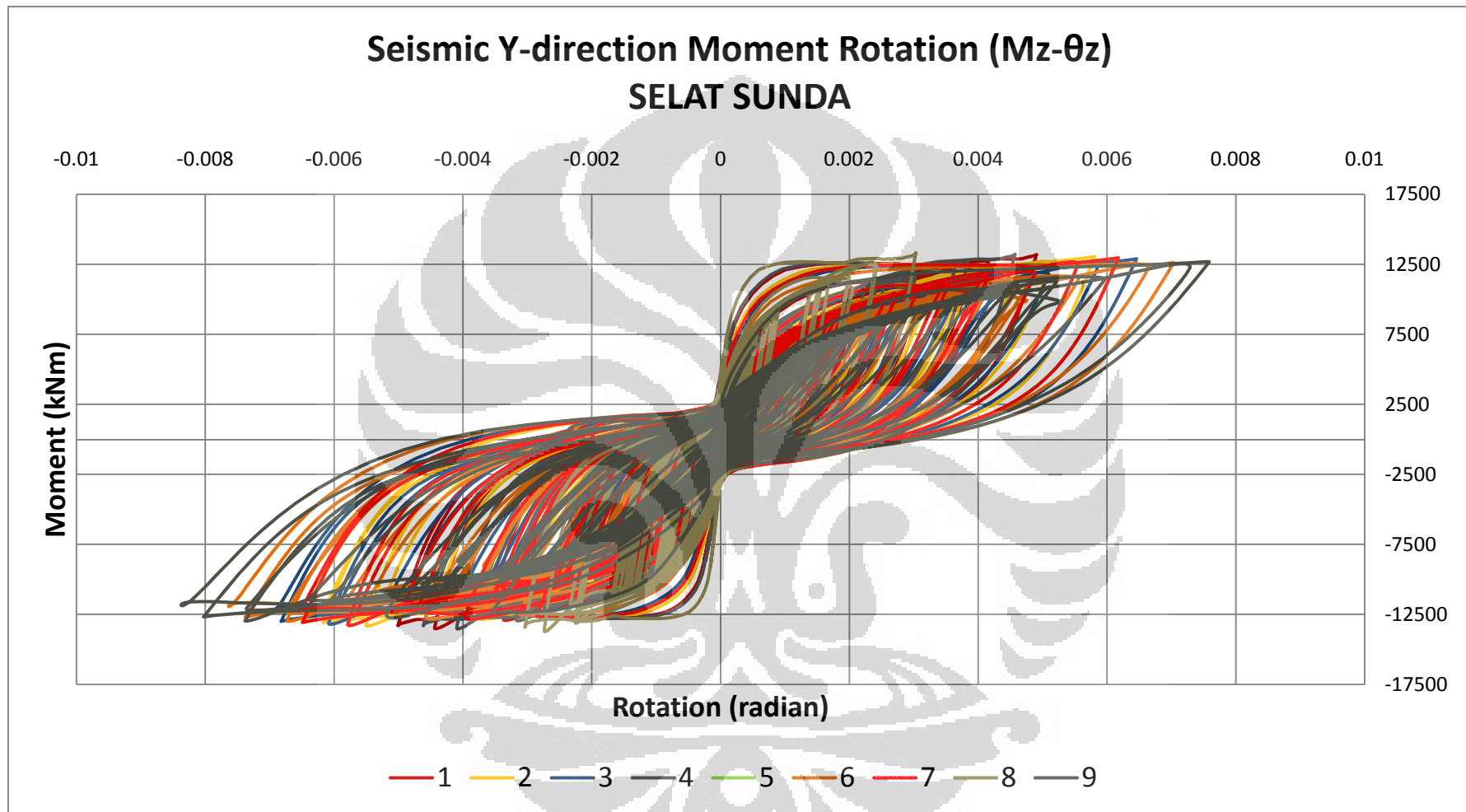
Nomor Legenda	Rumusan Panjang Sendi Plastis
1	Baker
2	Corley
3	Mattock
4	Park et al.
5	Priestly dan Park
6	Sheikh dan Khoury
7	Paulay dan Priestly
8	Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak
9	ATC/MCEER Joint Venture

Gambar-gambar berikut ini adalah kurva momen rotasi yang dihasilkan komponen pilar dengan nomer elemen 542 pada titik integrasi 1 (post 1) untuk pembebanan gempa Selat Sunda, Garut, dan Ujung Kulon:

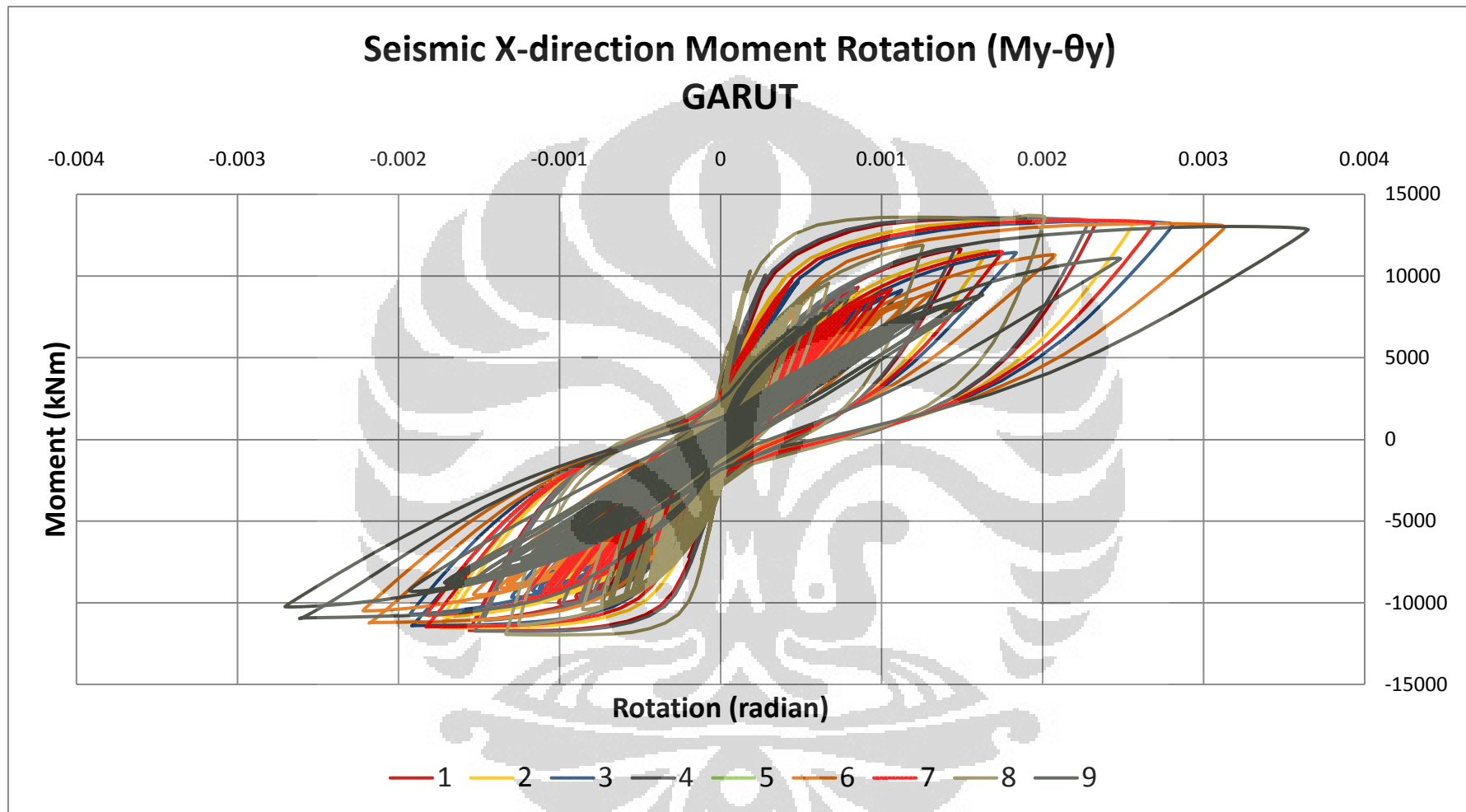
a) Penampang Bulat



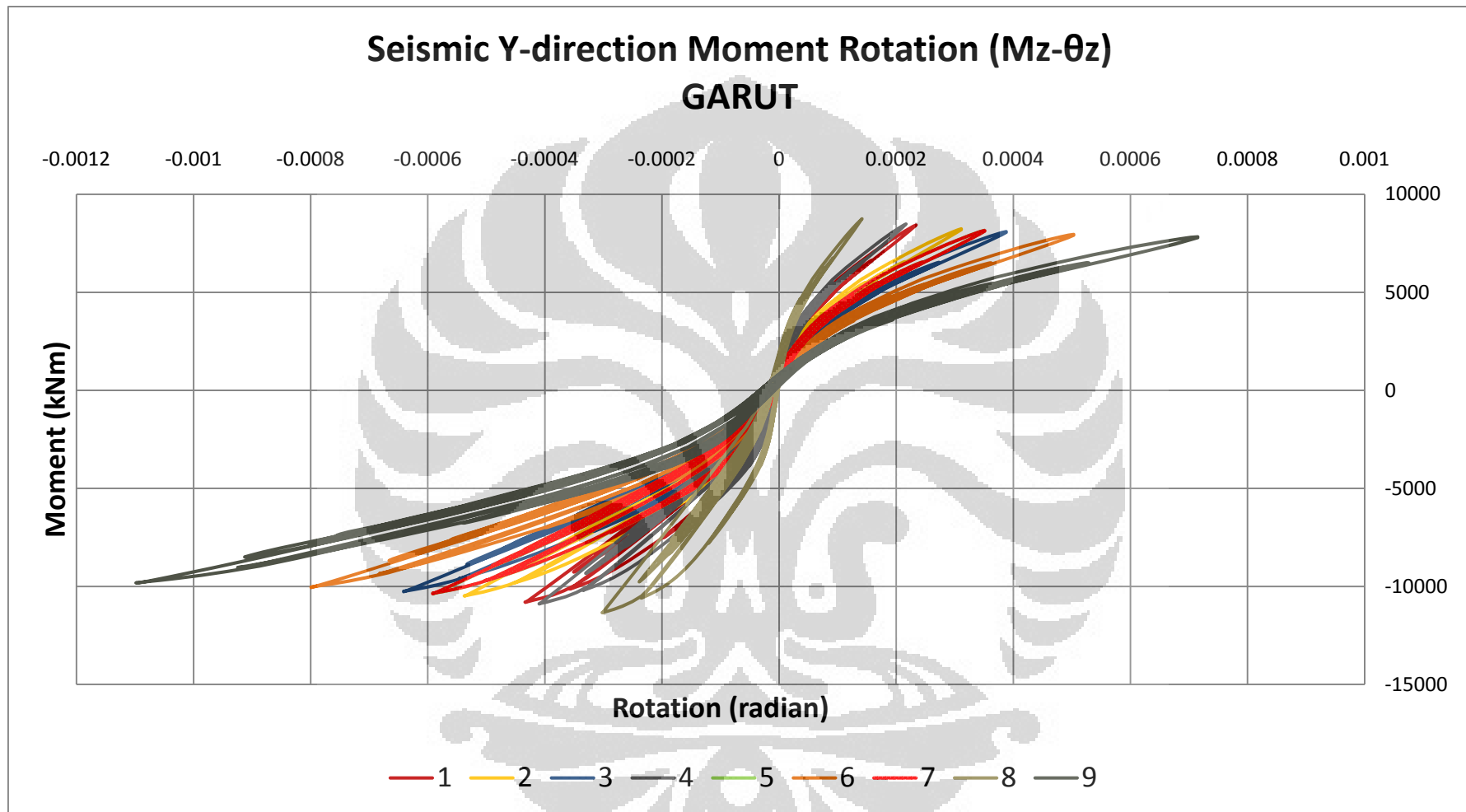
Gambar 4.26 *Moment-rotation curves* gempa Selat Sunda X (*Circular*)



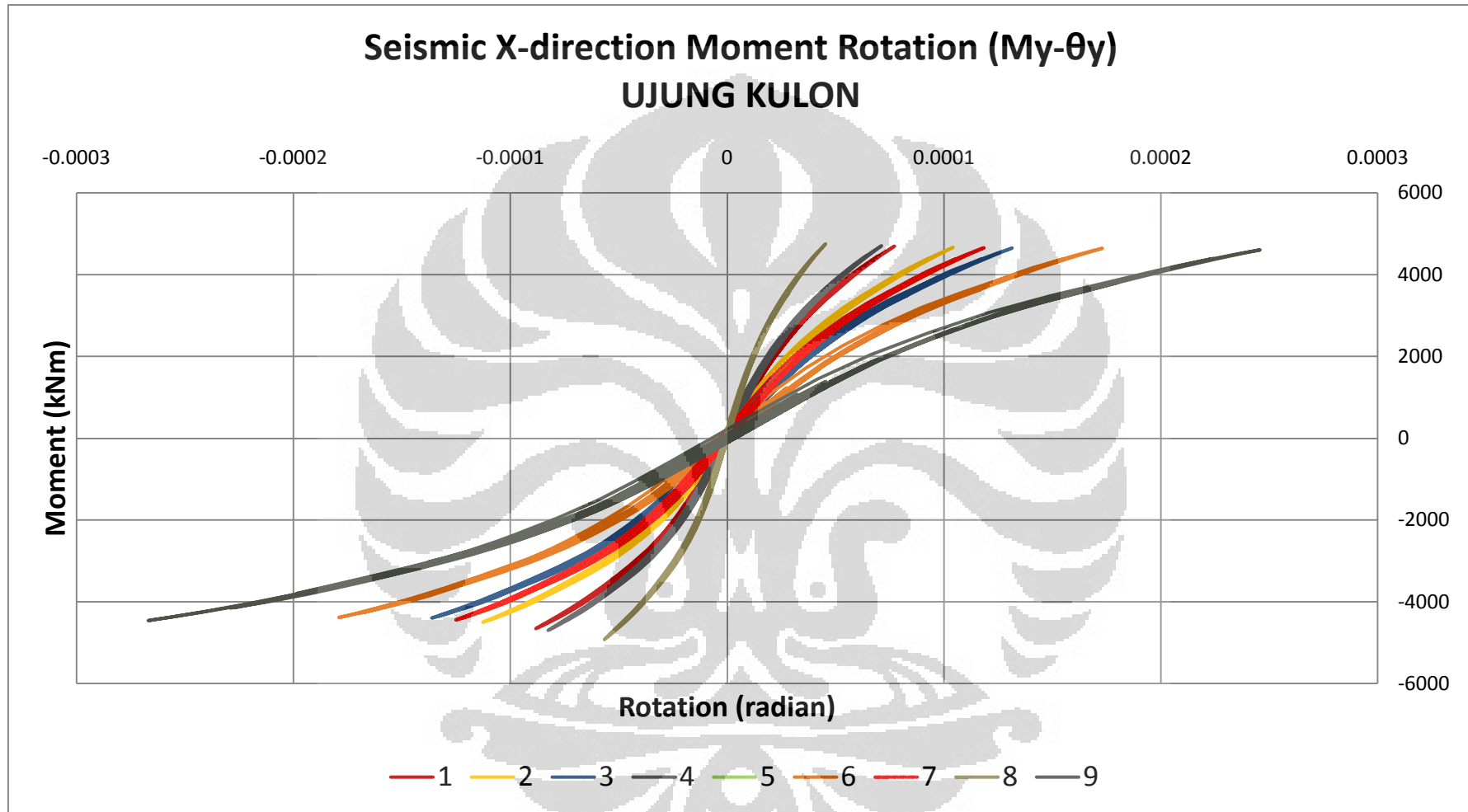
Gambar 4.27 *Moment-rotation curves* gempa Selat Sunda Y (*Circular*)



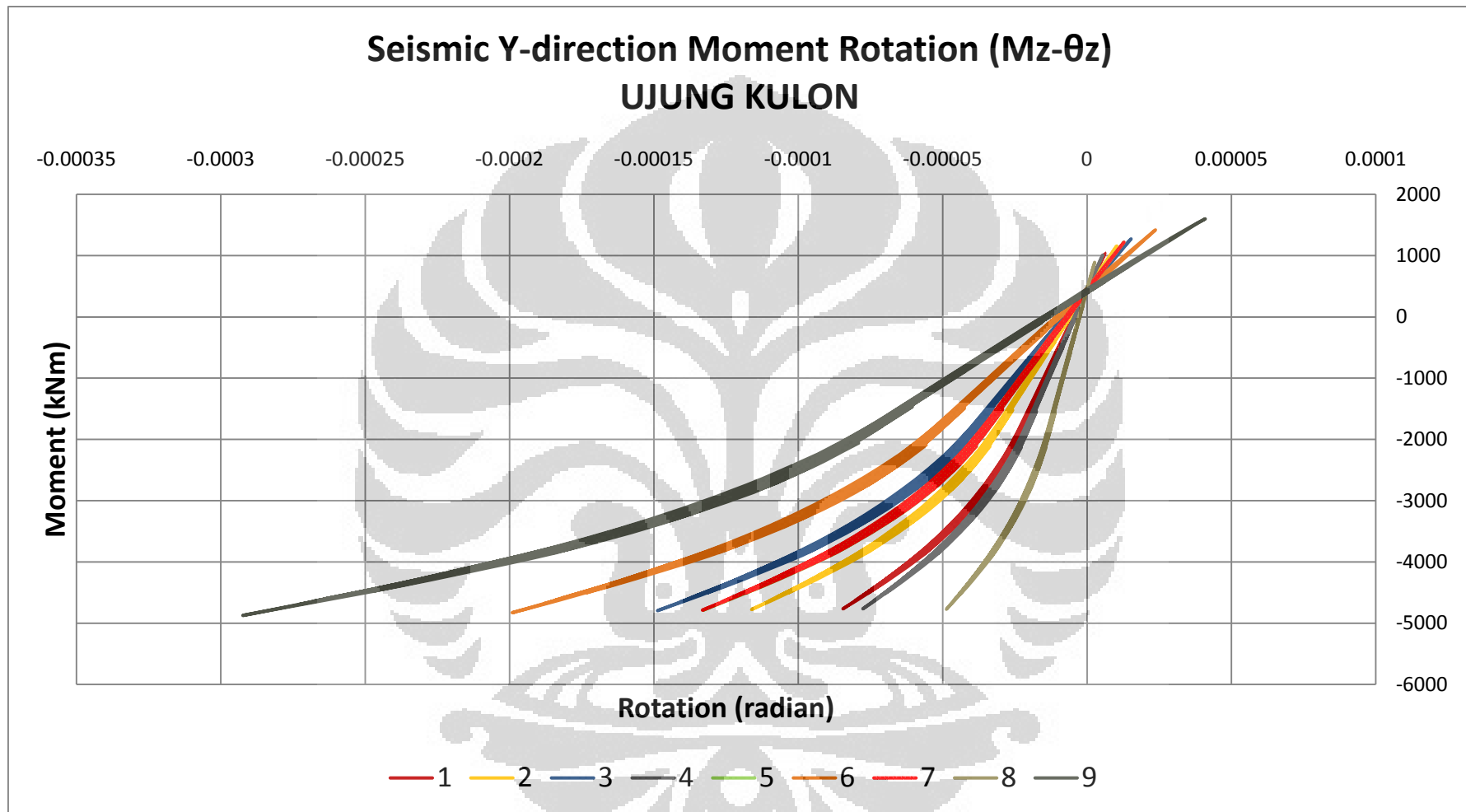
Gambar 4.28 *Moment-rotation curves gempa Garut X (Circular)*



Gambar 4.29 *Moment-rotation curves gempa Garut Y (Circular)*

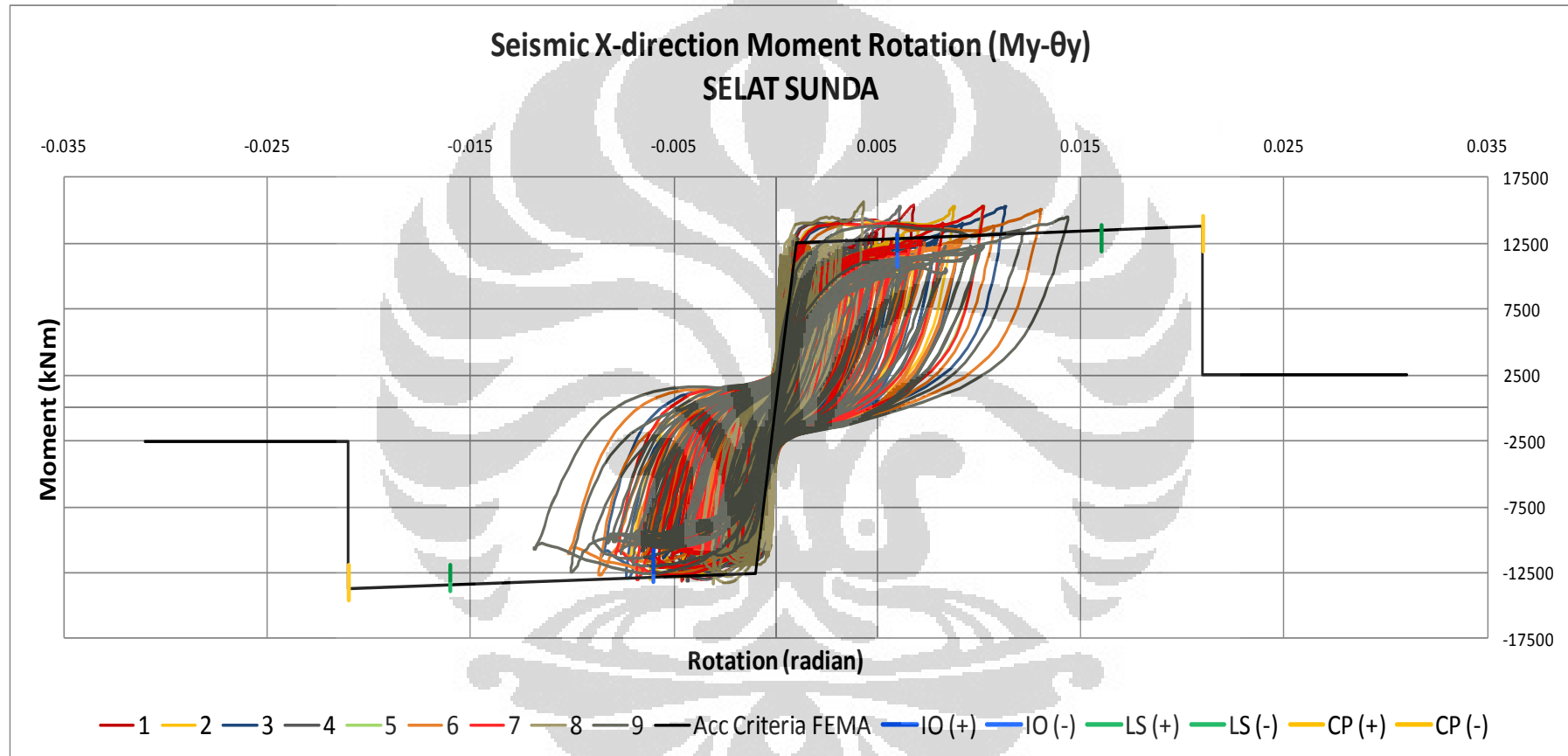


Gambar 4.30 *Moment-rotation curves gempa Ujung Kulon X (Circular)*

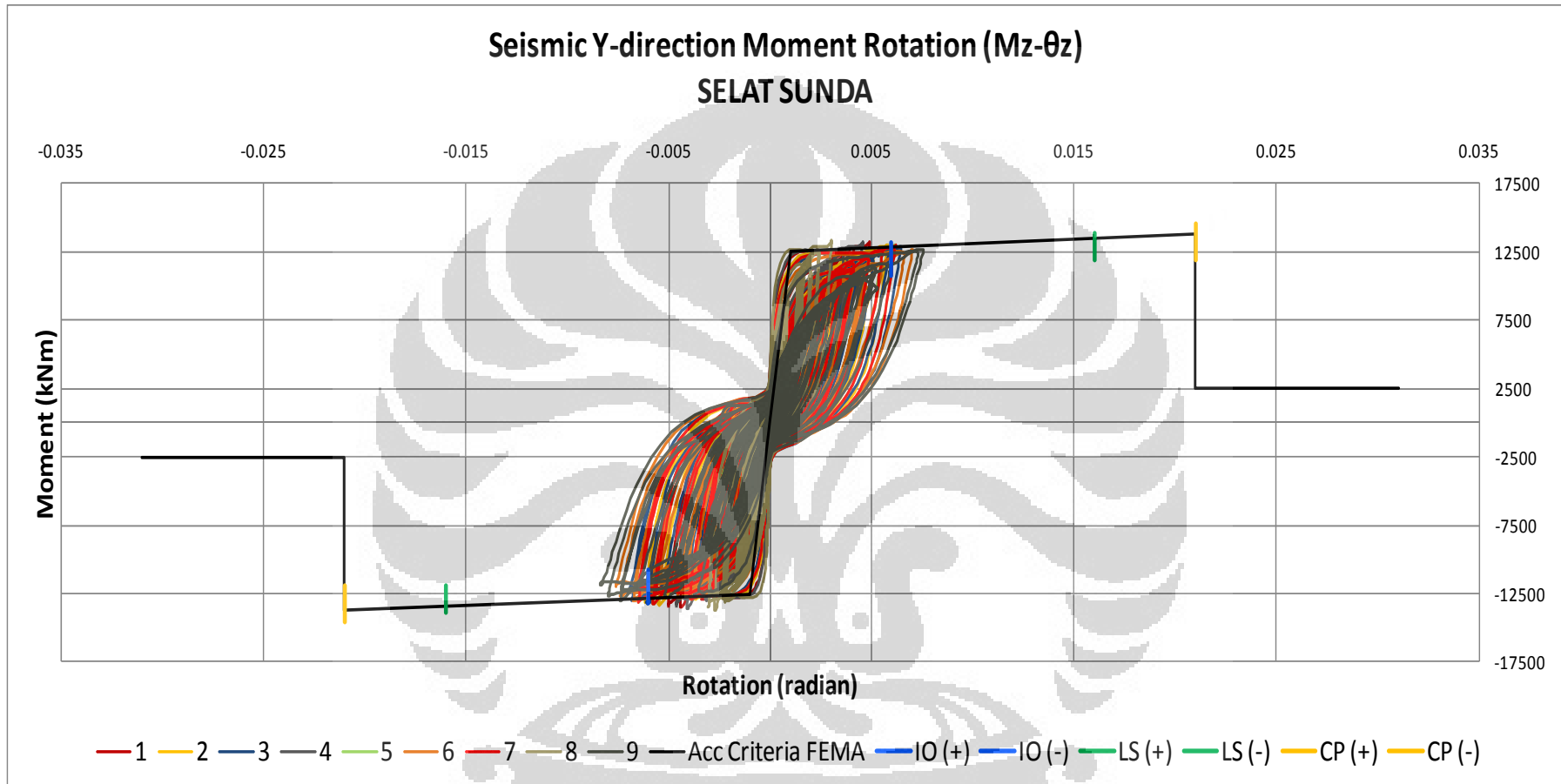


Gambar 4.31 *Moment-rotation curves gempa Ujung Kulon Y (Circular)*

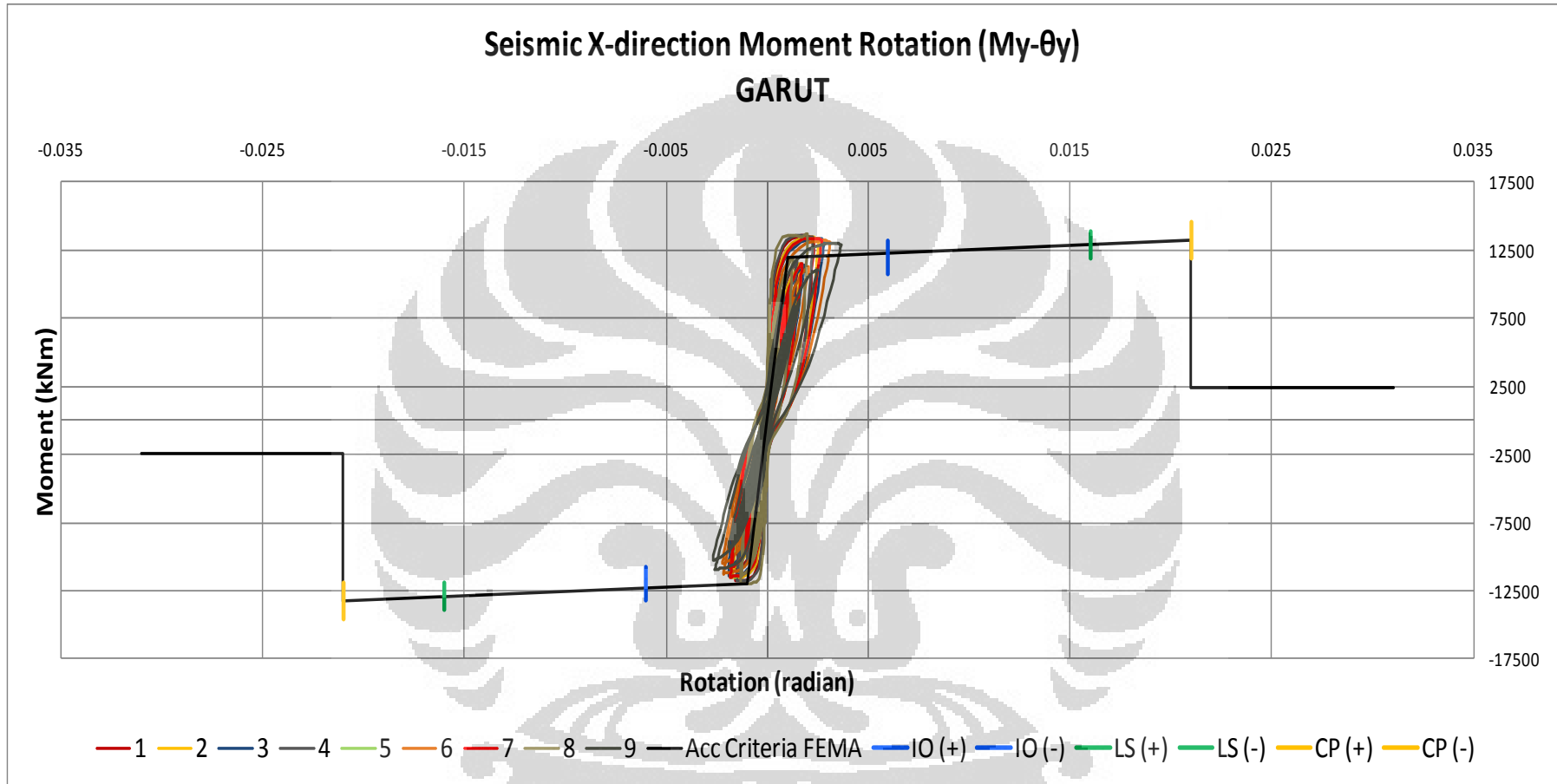
Selanjutnya untuk mengevaluasi kinerja struktur, kurva-kurva momen rotasi tersebut di-plot bersamaan dengan kurva *acceptance criteria* dari FEMA 356:



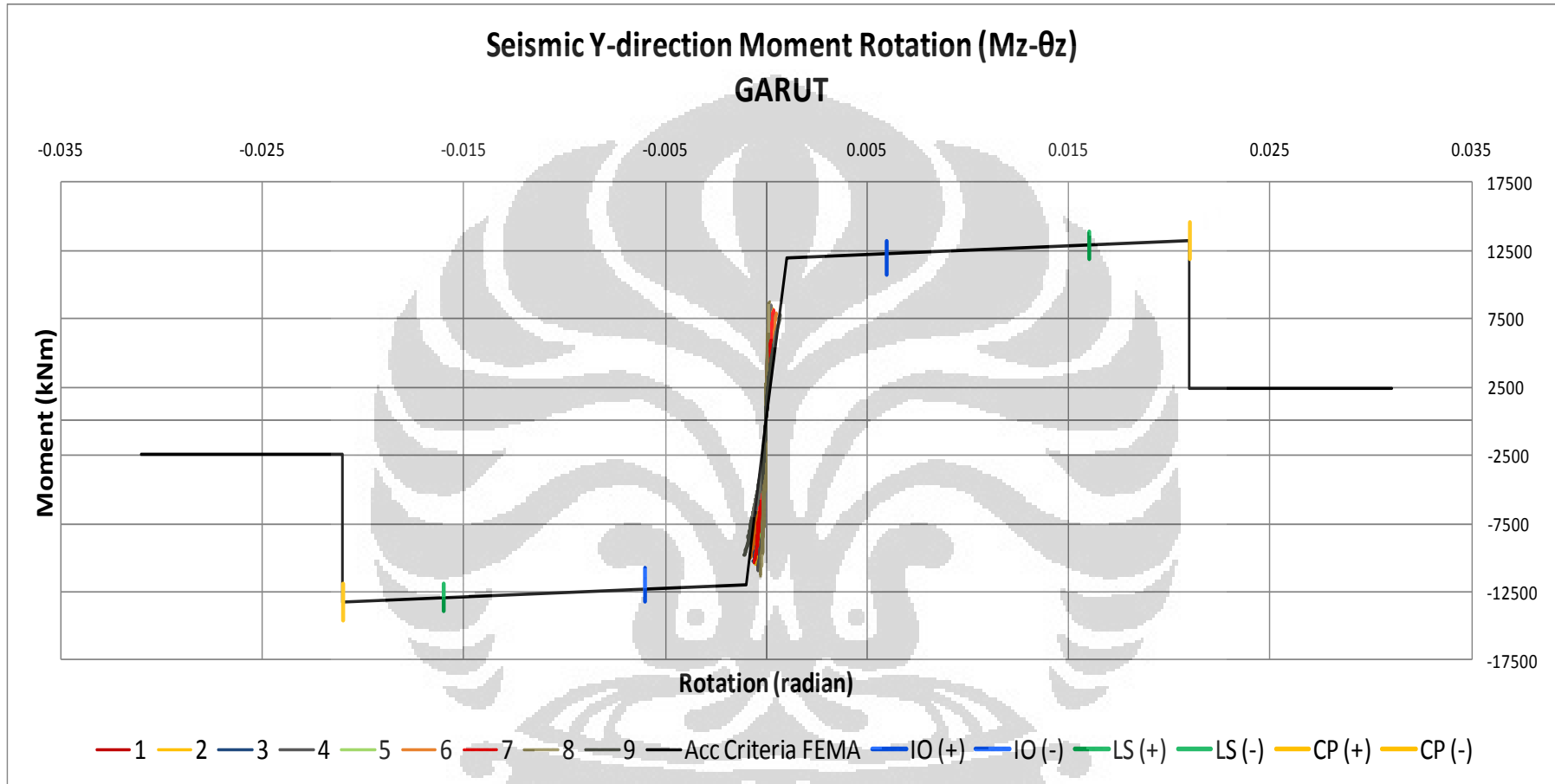
Gambar 4.32 Kinerja struktur gempa Selat Sunda X (*Circular*)



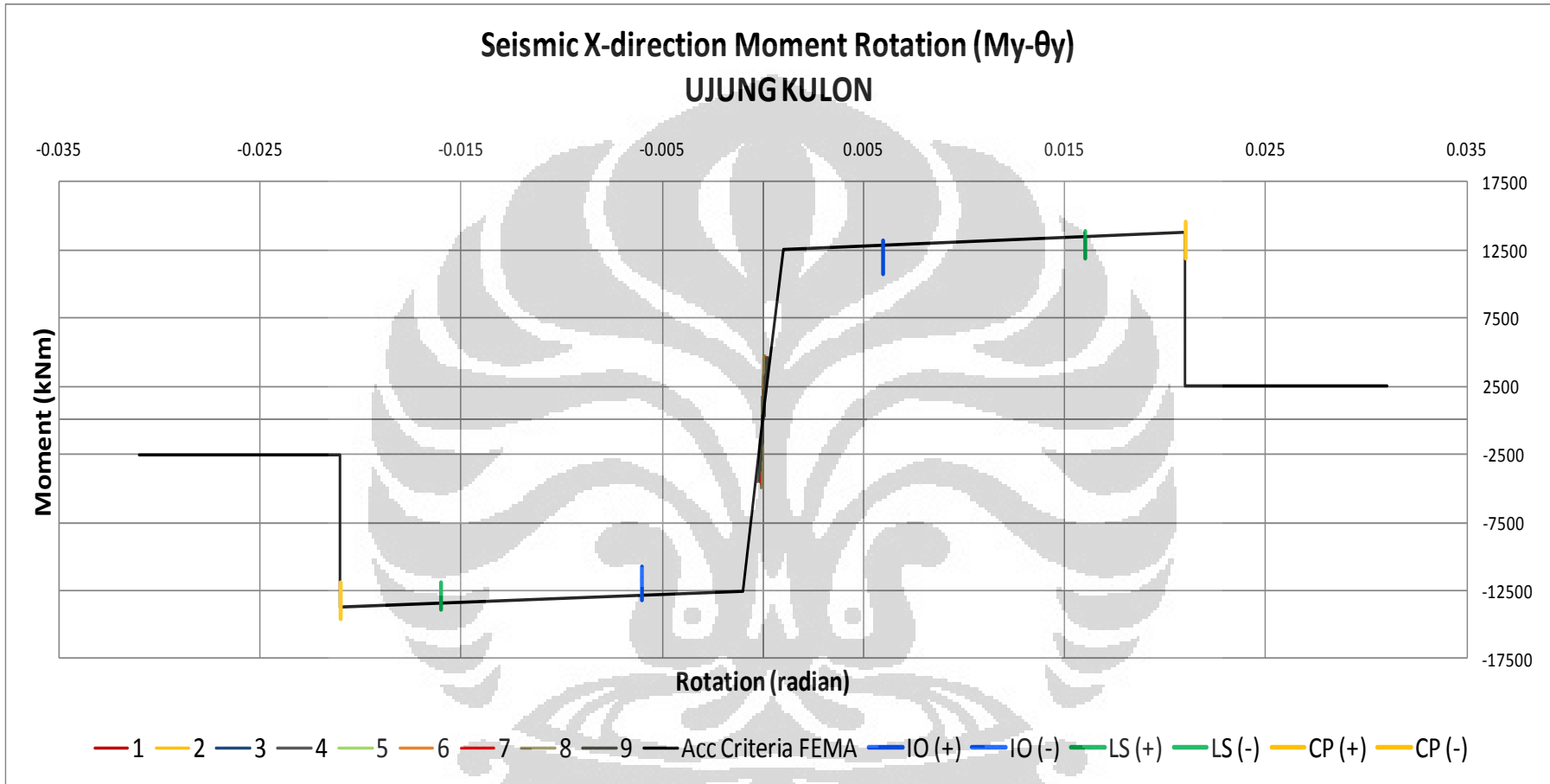
Gambar 4.33 Kinerja struktur gempa Selat Sunda Y (*Circular*)



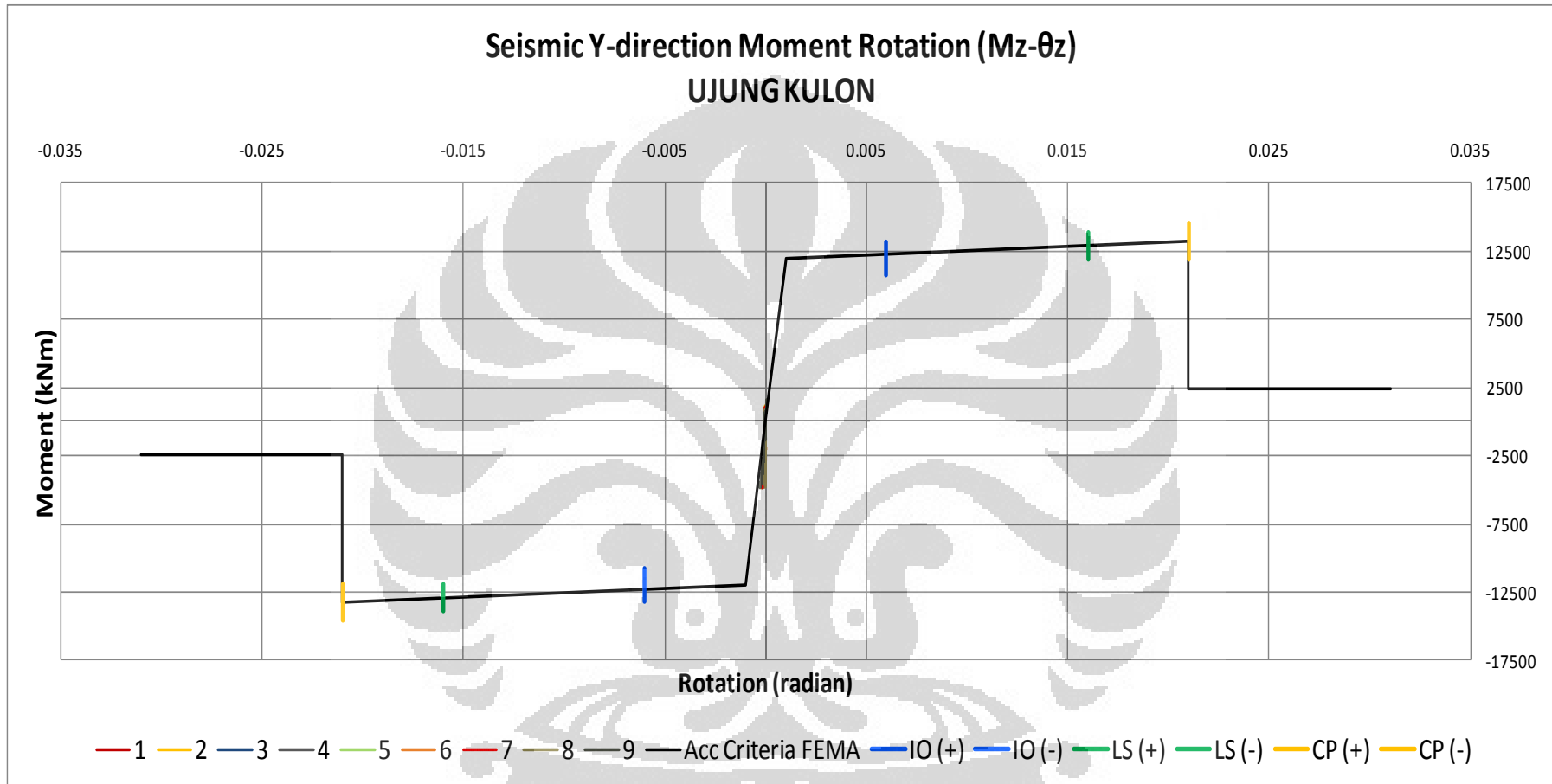
Gambar 4.34 Kinerja struktur gempa Garut X (*Circular*)



Gambar 4.35 Kinerja struktur gempa Garut Y (*Circular*)

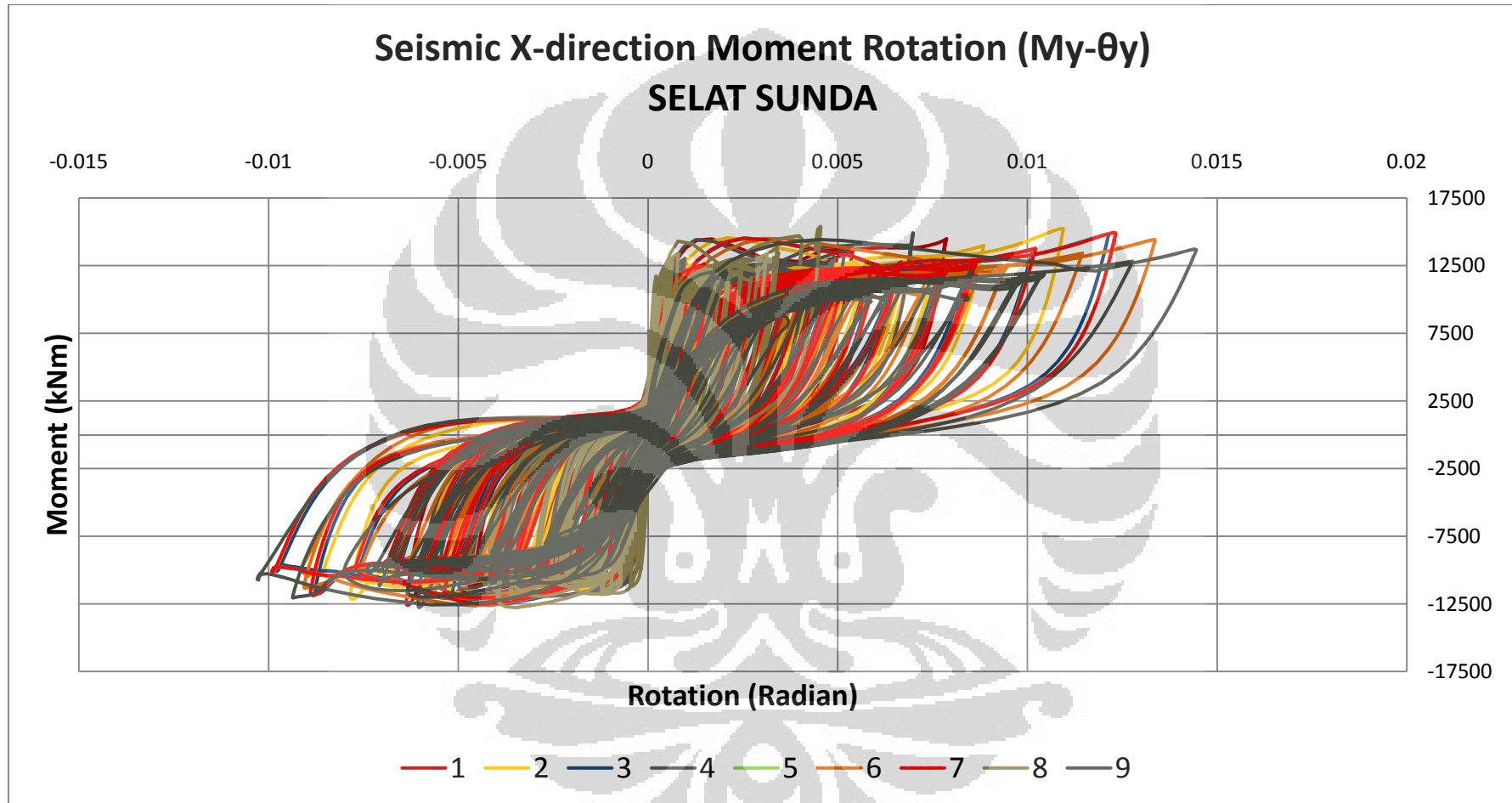


Gambar 4.36 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon X (*Circular*)

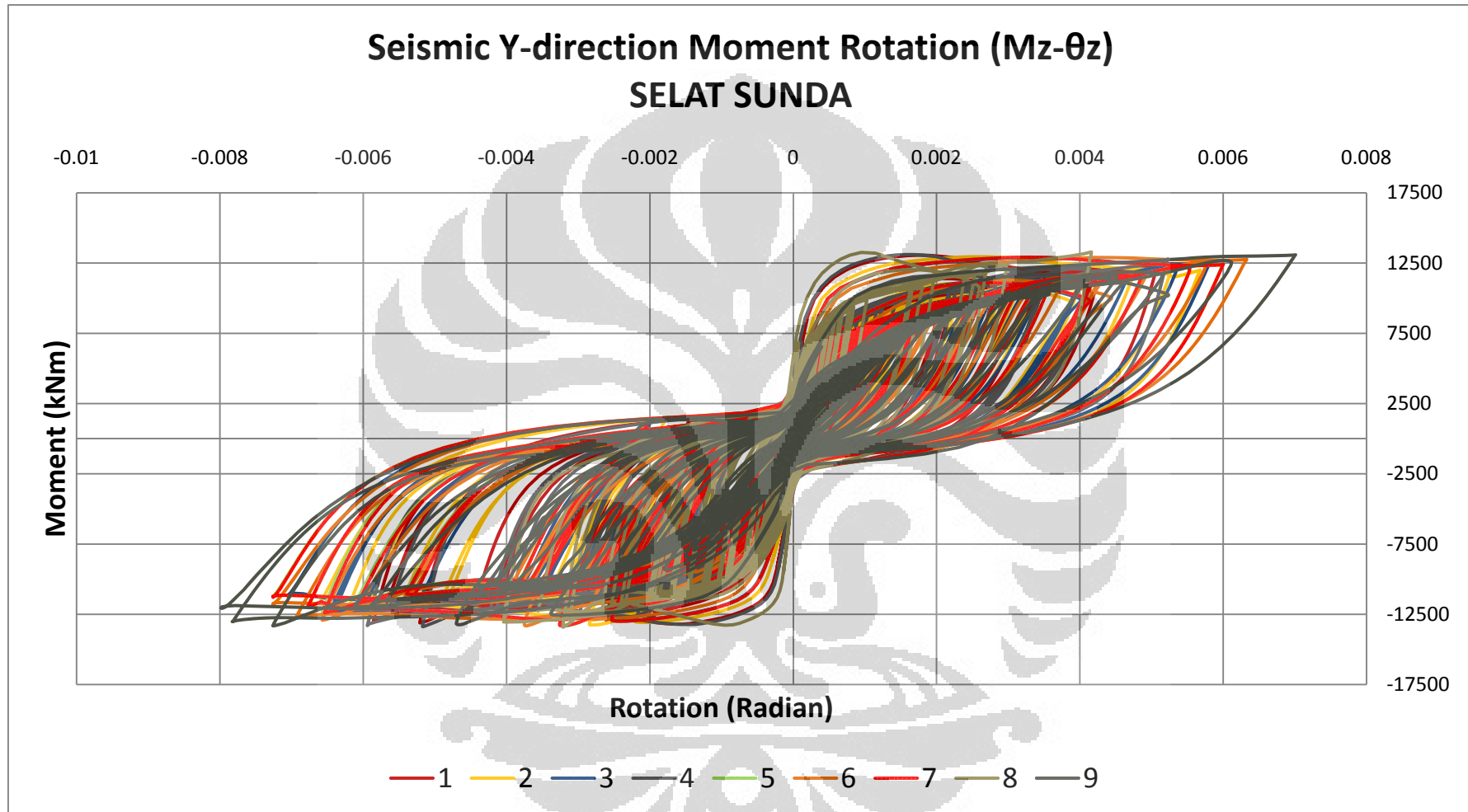


Gambar 4.37 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon Y (*Circular*)

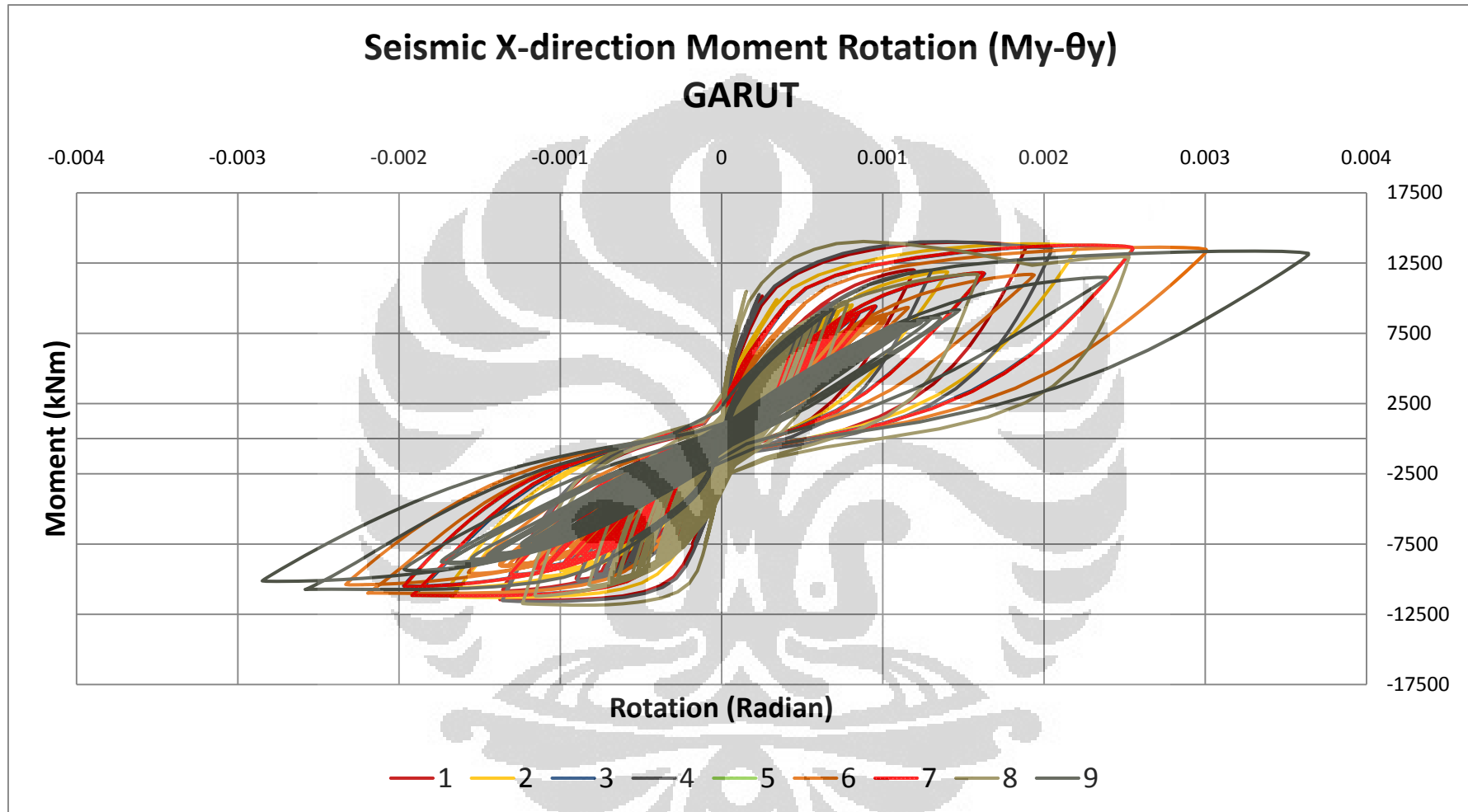
b) Penampang Pesegi



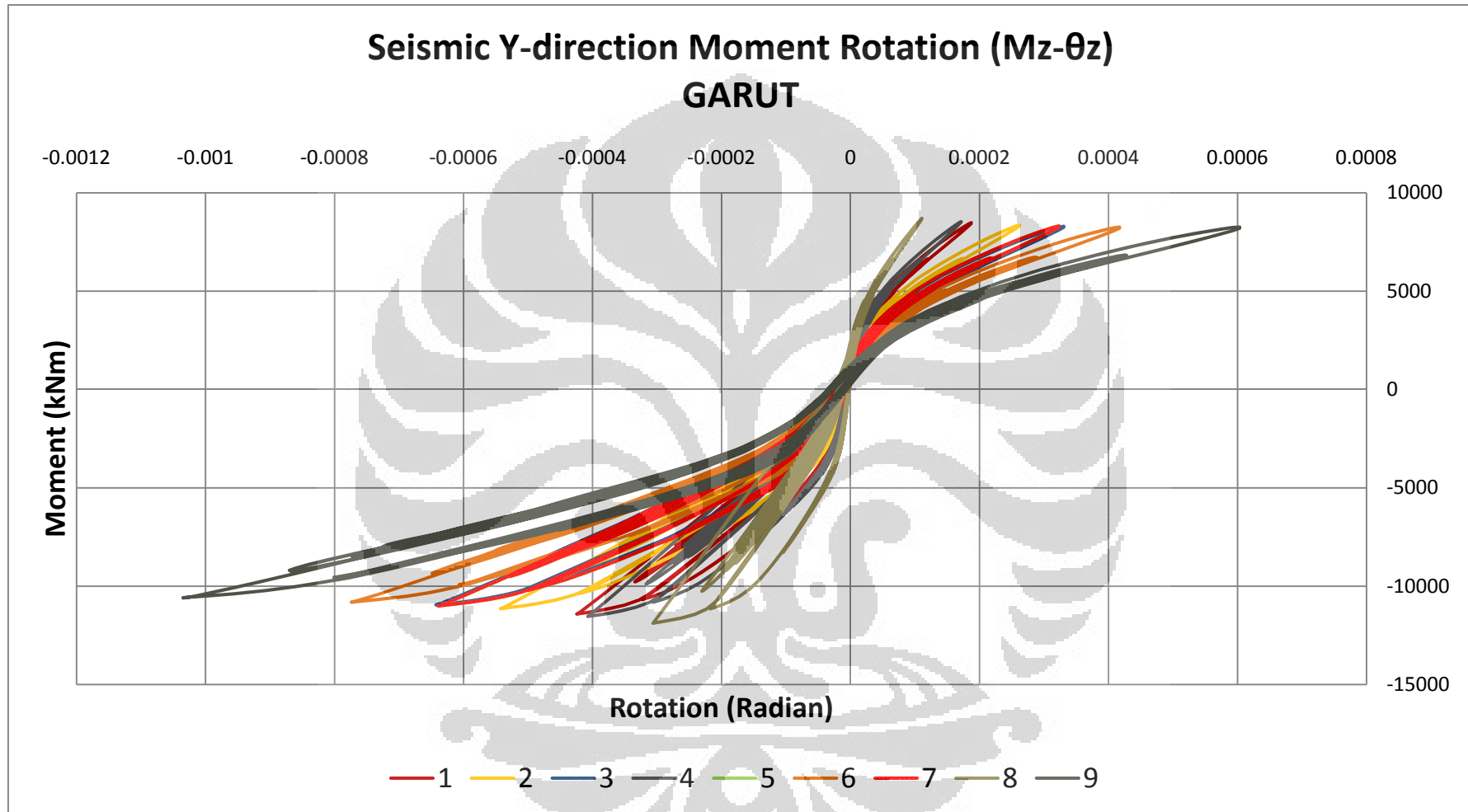
Gambar 4.38 *Moment-rotation curves gempa Selat Sunda X (Rectangular)*



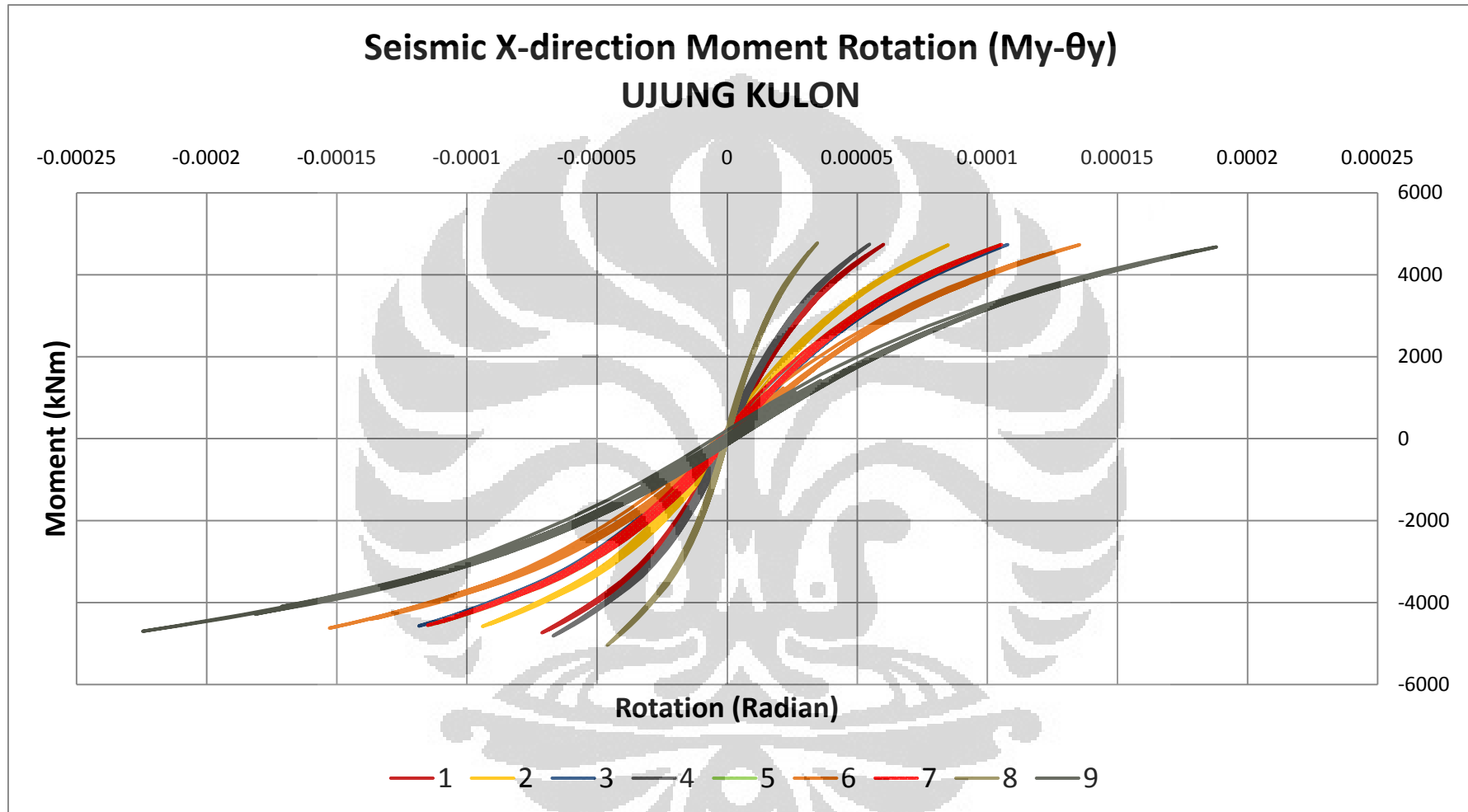
Gambar 4.39 *Moment-rotation curves gempa Selat Sunda Y (Rectangular)*



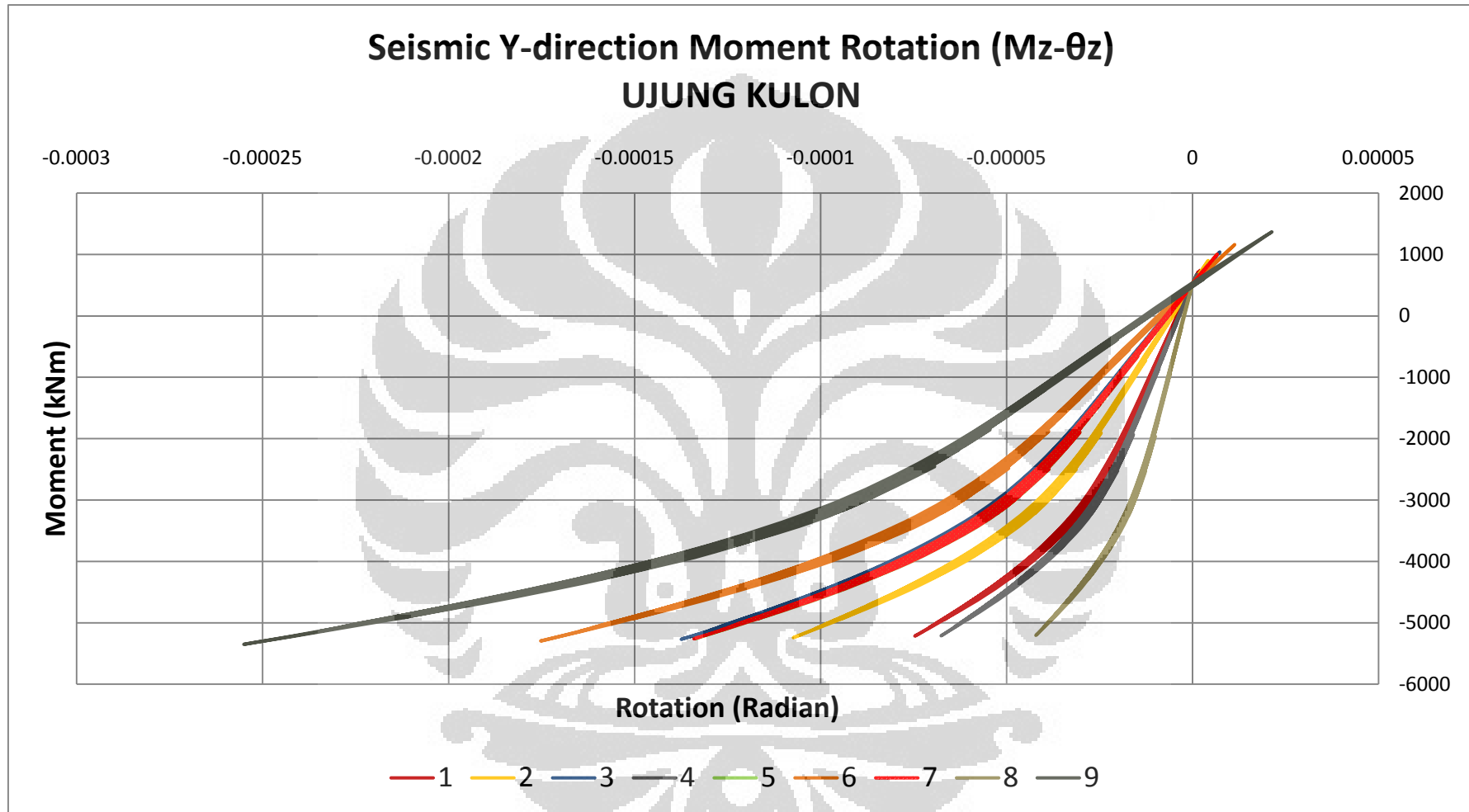
Gambar 4.40 *Moment-rotation curves gempa Garut X (Rectangular)*



Gambar 4.41 *Moment-rotation curves gempa Garut Y (Rectangular)*

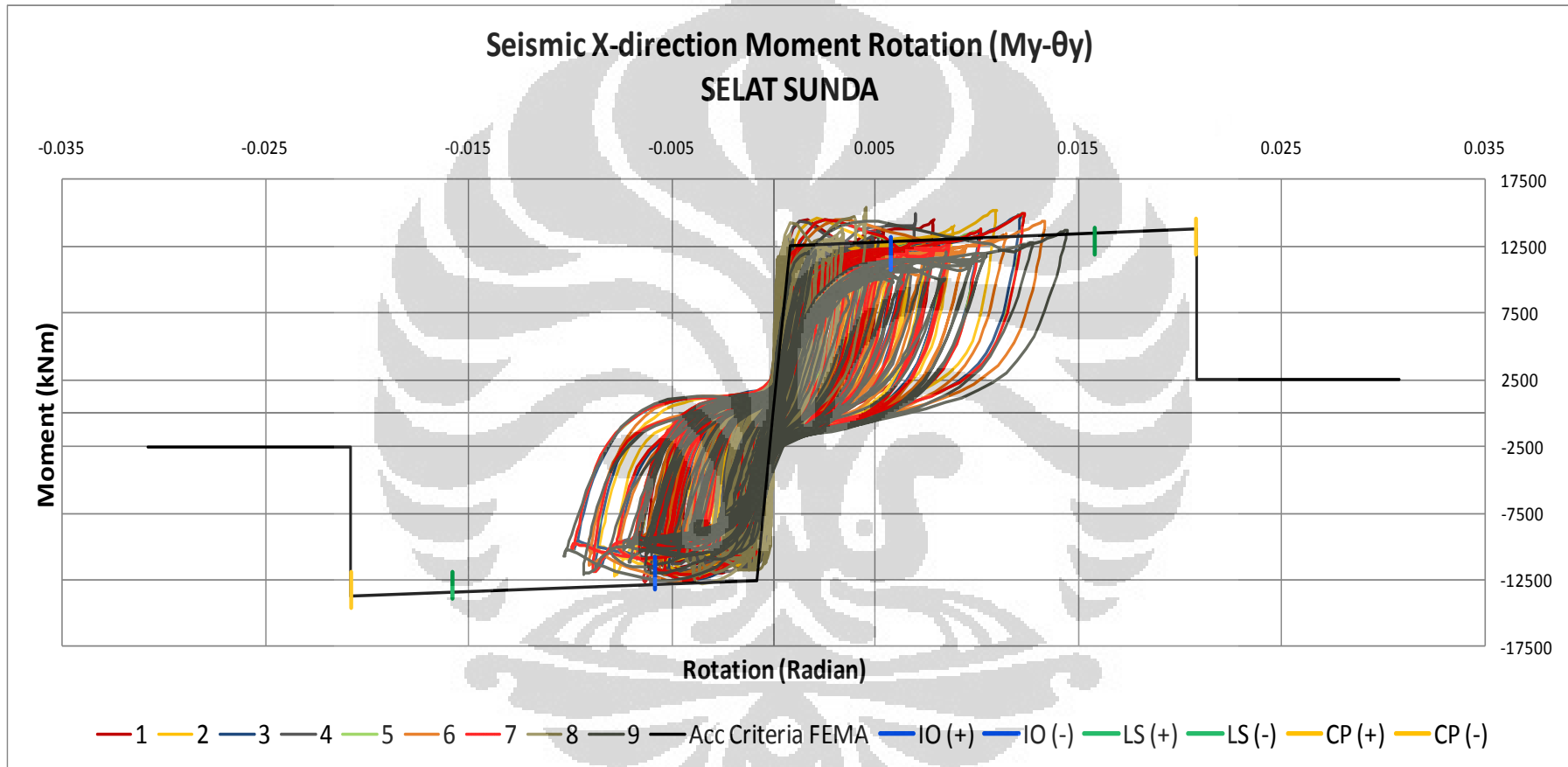


Gambar 4.42 *Moment-rotation curves* gempa Ujung Kulon X (*Rectangular*)

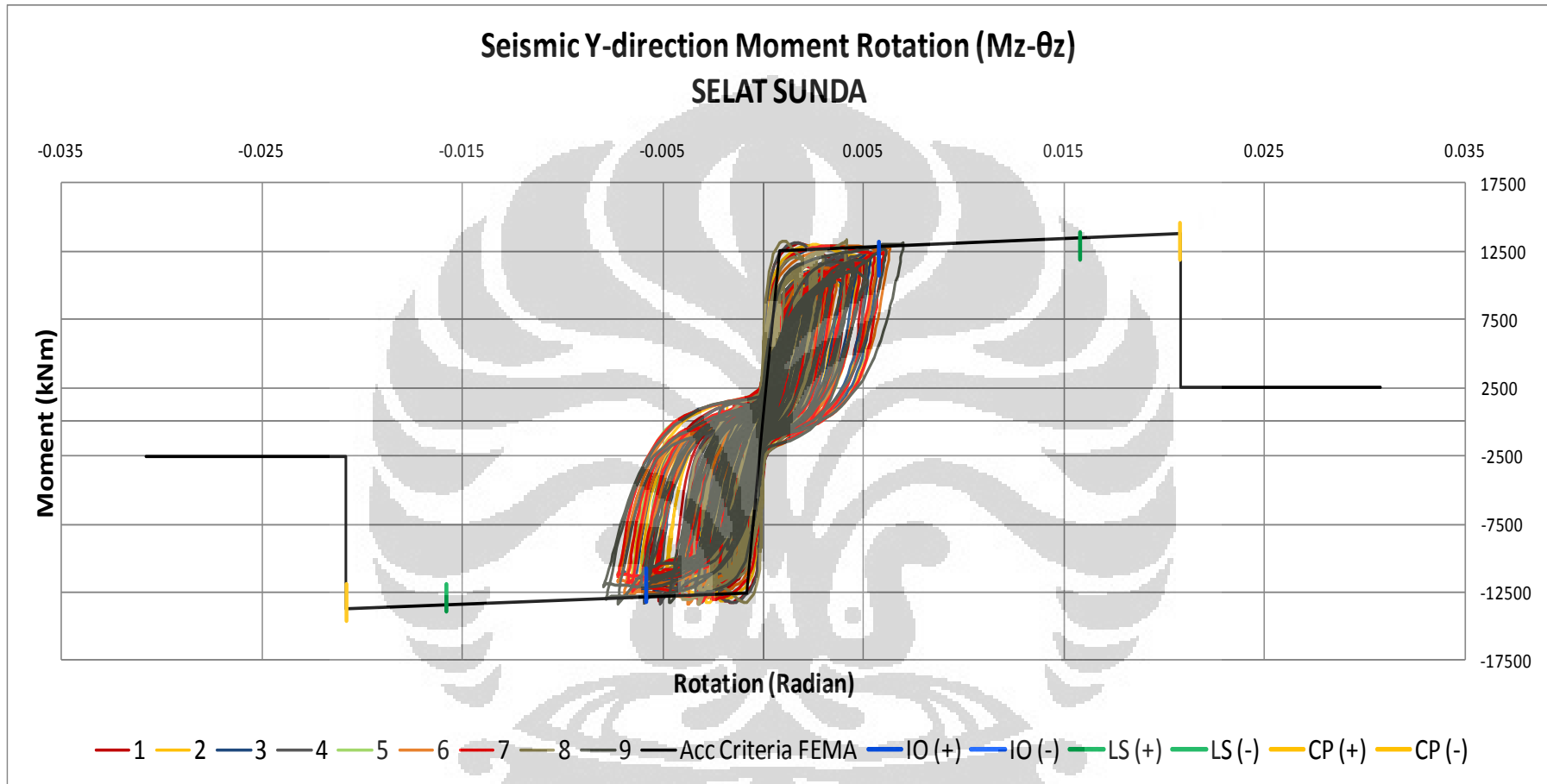


Gambar 4.43 *Moment-rotation curves* gempa Ujung Kulon Y (*Rectangular*)

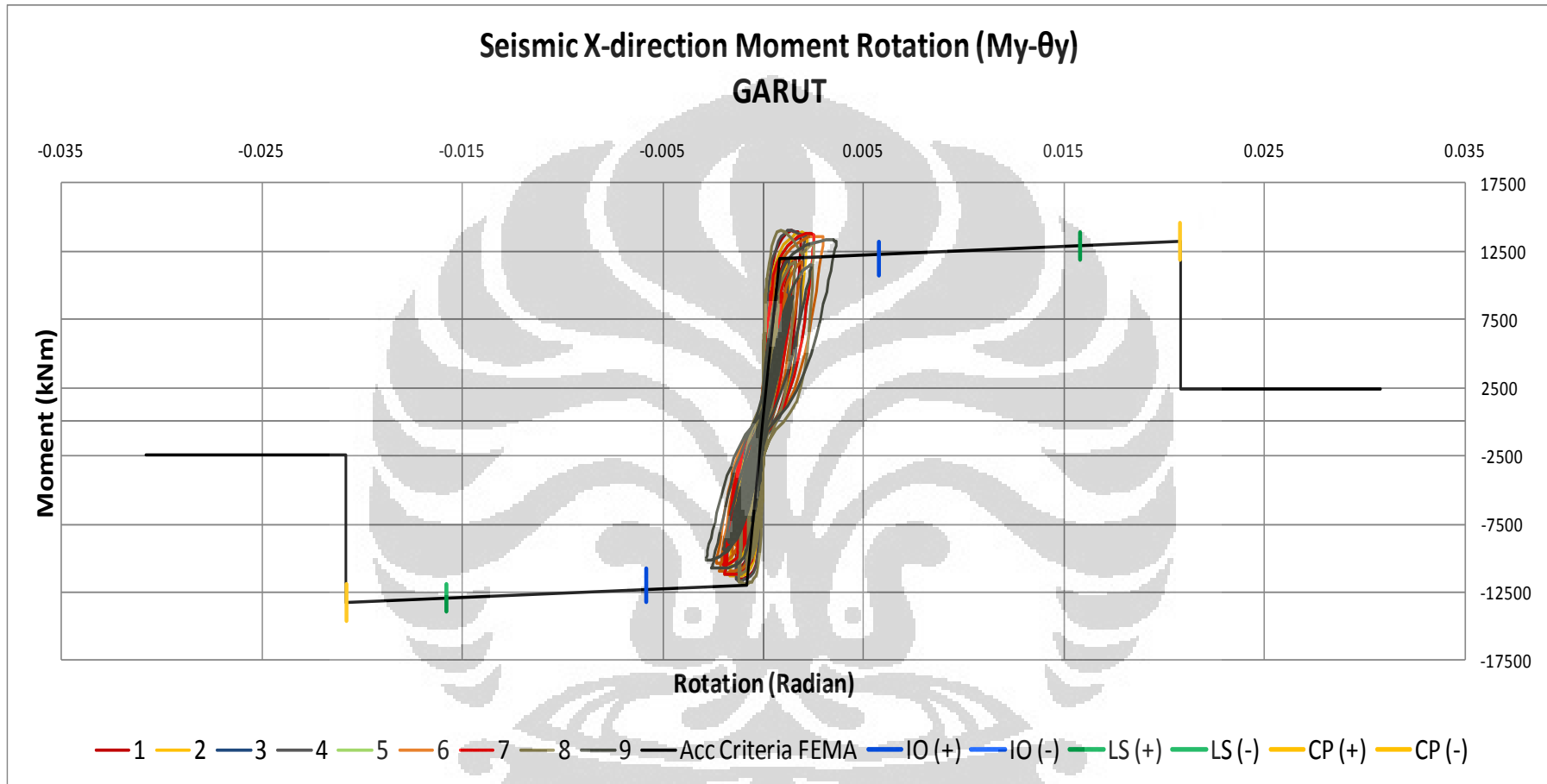
Selanjutnya untuk mengevaluasi kinerja struktur, kurva-kurva momen rotasi tersebut di-plot bersamaan dengan kurva *acceptance criteria* dari FEMA 356:



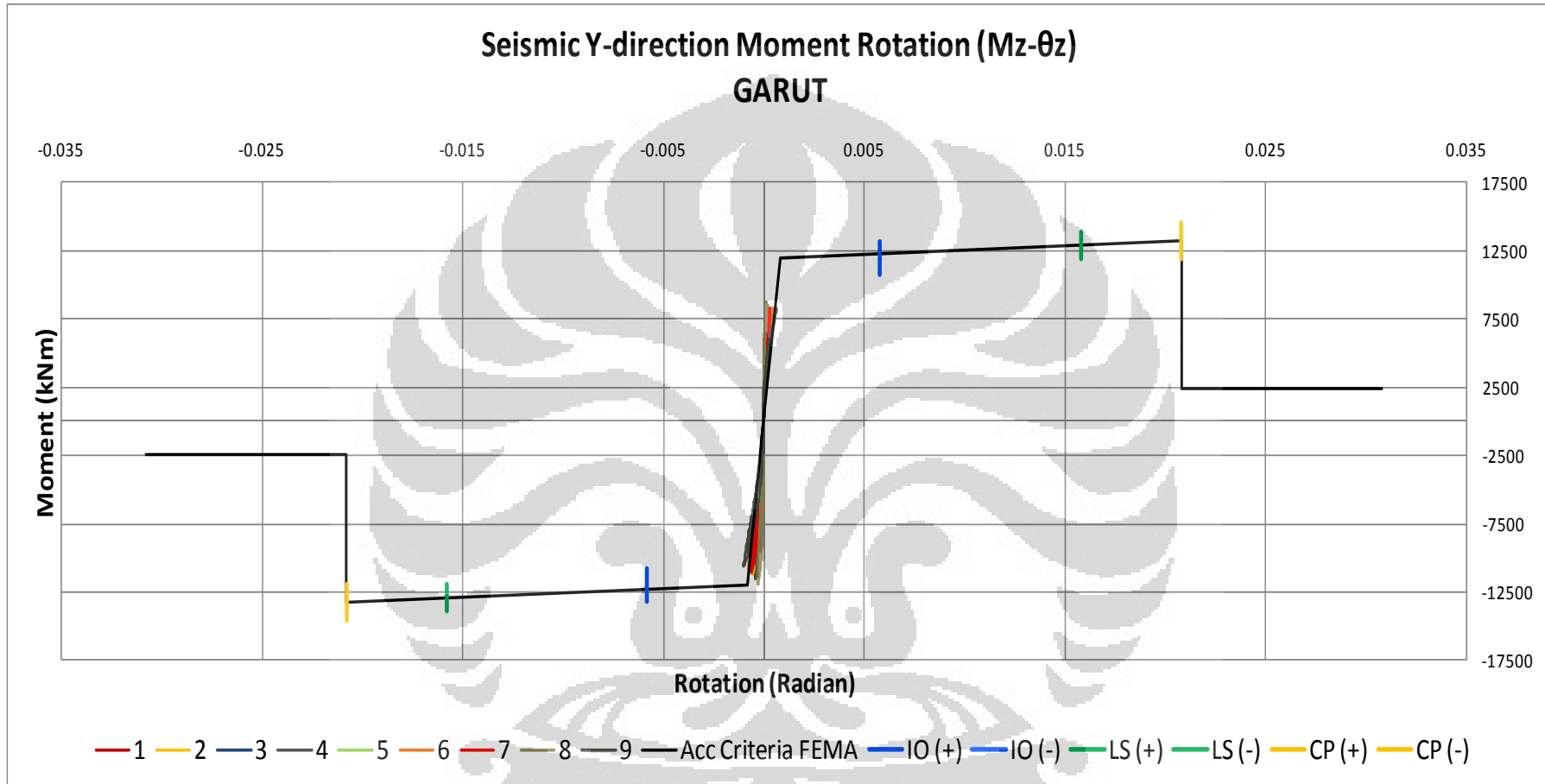
Gambar 4.44 Kinerja struktur gempa Selat Sunda X (*Rectangular*)



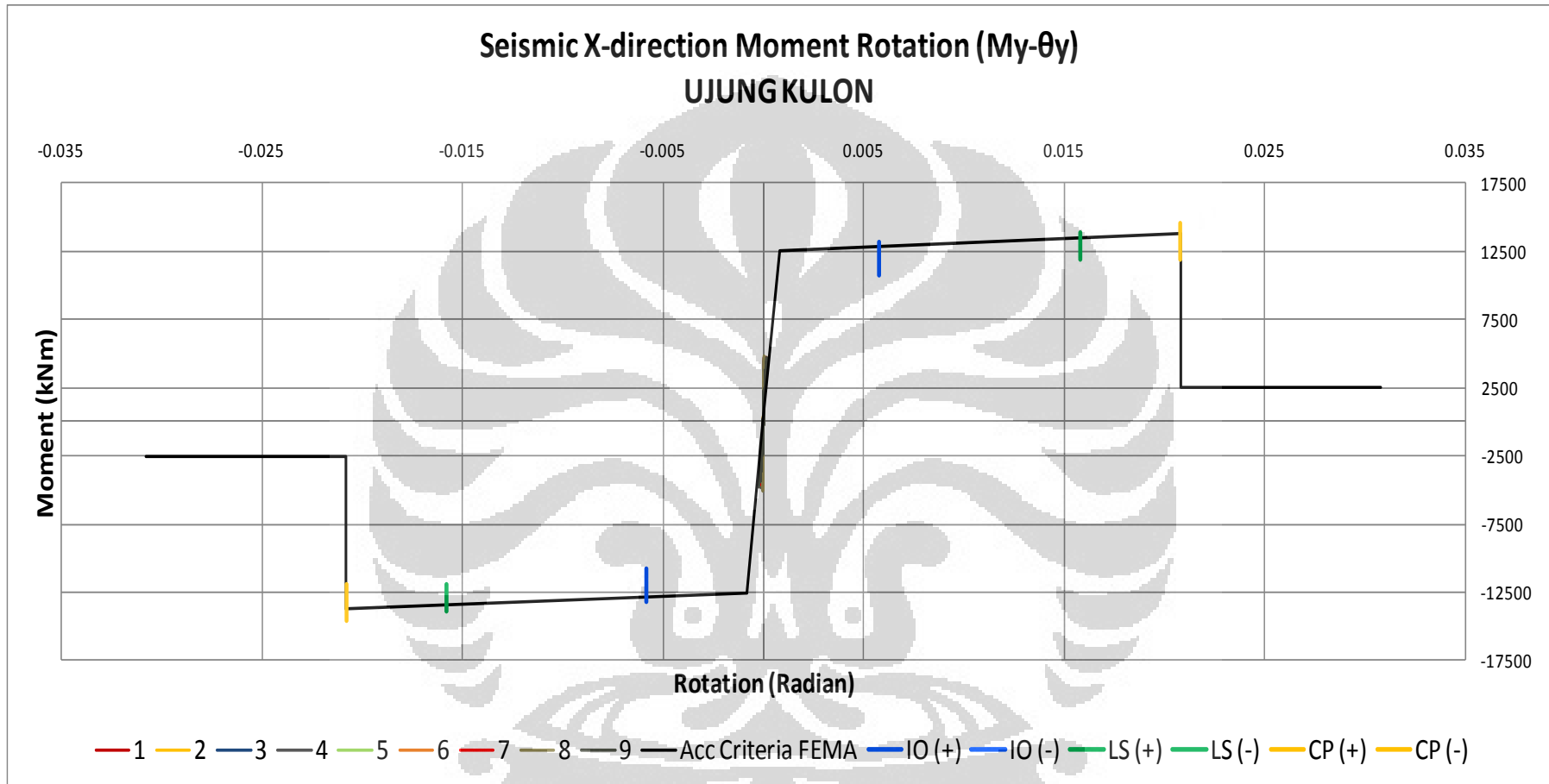
Gambar 4.45 Kinerja struktur gempa Selat Sunda Y (*Rectangular*)



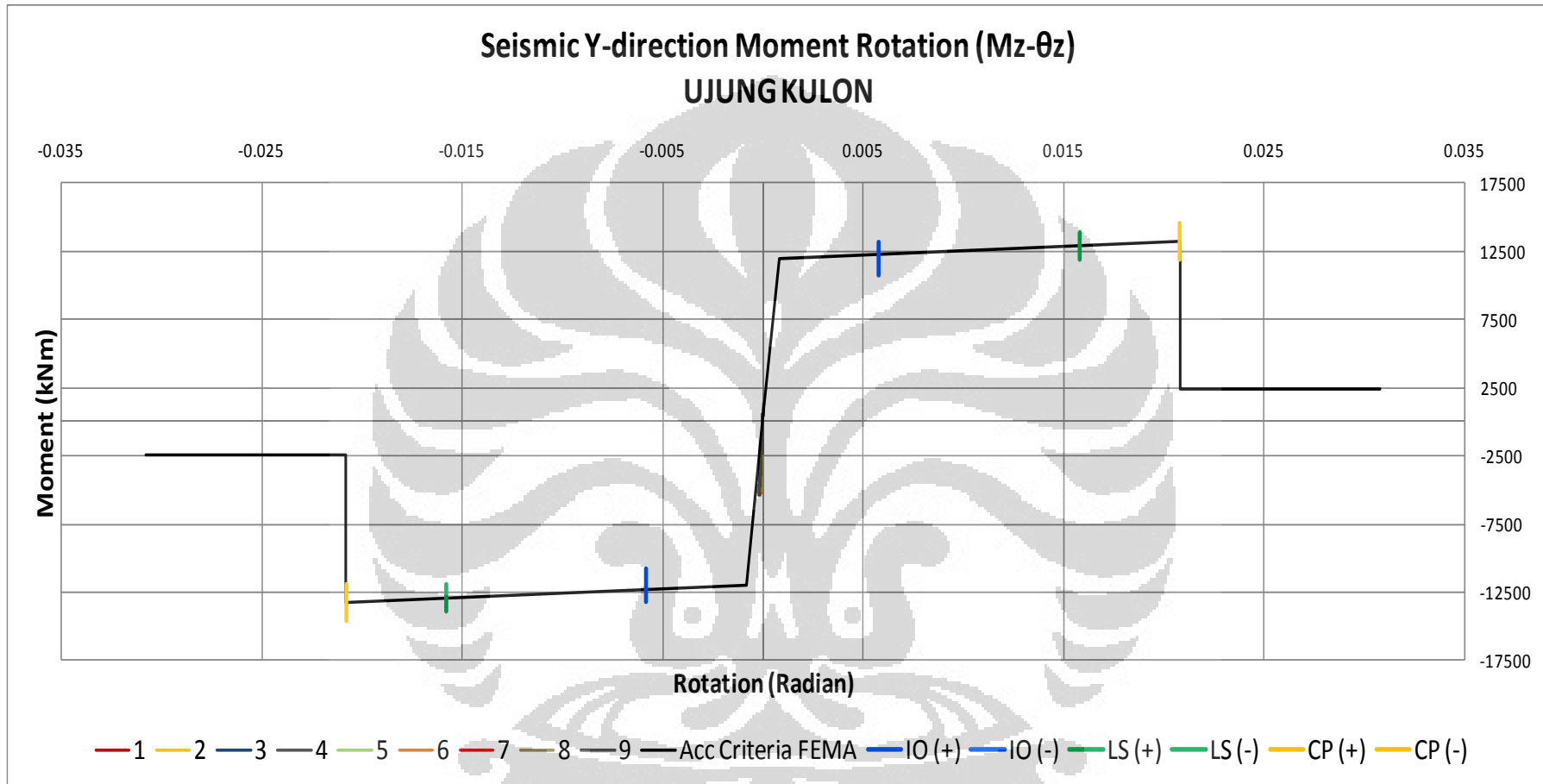
Gambar 4.46 Kinerja struktur gempa Garut X (*Rectangular*)



Gambar 4.47 Kinerja struktur gempa Garut Y (*Rectangular*)



Gambar 4.48 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon X (*Rectangular*)



Gambar 4.49 Kinerja struktur gempa Ujung Kulon Y (*Rectangular*)

Kurva-kurva momen-rotasi yang tergambar di atas menunjukkan adanya suatu efek “*pinching*” yang terjadi. Efek *pinching* sendiri merupakan hal yang cukup merugikan, karena disipasi energi gempa pada komponen nonlinear tersebut akan berkurang, hal tersebut tergambar dari kurva momen-rotasi yang cenderung melengkung ke dalam pada saat *reloading*. Berikut ini adalah beberapa faktor yang menyebabkan terjadinya efek *pinching* secara umum:

- Pengaruh gaya aksial

Ketika suatu elemen struktur mengalami gaya aksial dan gaya momen yang bersamaan, contohnya pada elemen kolom, maka gaya aksial tersebut secara langsung akan mempengaruhi kurva *load-deformation* yang dihasilkan. Gaya tekan aksial yang bekerja pada elemen kolom akan membuat daktilitas elemen tersebut berkurang secara significant. Kurva histeresis momen-rotasi yang dihasilkan pada elemen yang mengalami gaya aksial yang besar tersebut tergambar memiliki cekungan kedalam (*pinching*). Hal ini dikarenakan gaya tekan aksial akan berperan dalam menutup retak beton yang terjadi selama pembebanan siklik berlangsung sehingga kekakuan penampang akan bertambah secara mendadak pada saat retak beton tertutup.

- Pengaruh gaya geser

Ketika gaya geser dan momen yang terjadi pada elemen nilainya besar, maka hal tersebut akan menimbulkan fenomena “*pinching*” pada kurva *load-deformation*. Rasio antara shear span dan tinggi efektif penampang merupakan parameter yang penting. Ratio *shear span* dan tinggi efektif yang kecil mengindikasikan terjadinya efek *pinching* yang lebih besar.

- Pengaruh slip pada tulangan

Pada saat beton mengalami retak akibat pembebanan siklik gempa, juga terjadi suatu fenomena yang dinamakan “*slippage of the reinforcement*”. Baja tulangan mengalami slip pada daerah retakan beton sehingga secara langsung menambah deformasi yang terjadi. Hal ini juga akan mempengaruhi kurva *load-deformation* yang terjadi, dimana akan terjadi *pinching* pada kurva tersebut.

Efek *pinching* dalam penelitian ini hanya disebabkan oleh pengaruh gaya aksial dan geser saja, hal ini terkait dengan definisi sendi plastis *fiber section hinge* yang tidak dapat merepresentasikan pengaruh slip pada tulangan.

Berikut adalah rangkuman nilai-nilai rotasi maksimum dan level kinerja struktur yang dihasilkan dari pemodelan struktur terhadap tiap beban gempa pada kedua bentuk penampang tinjauan:

Tabel 4.6 Rangkuman kinerja struktur (Selat Sunda X)

No	Rumusan Lp	Panjang Lp (mm)		Max rotasi (rad)		Kinerja Struktur	
		Circular	Rectangular	Circular	Rectangular	Circular	Rectangular
1	Baker	761.9853139	675.8282181	0.006776	0.007870	IO	IO
2	Corley	1042.64475	961.0074199	0.008771	0.010946	IO	IO
3	Mattock	1324.99735	1216.557012	0.011302	0.012138	IO	IO
4	Park et al.	700	613.2475562	0.006113	0.006988	IO	IO
5	Priestly dan Park	1188	1188	0.010190	0.012320	IO	IO
6	Sheikh dan Khoury	1750	1533.11889	0.013042	0.013361	IO	IO
7	Paulay dan Priestly	1190.56044	1190.56044	0.010215	0.012328	IO	IO
8	Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak	437.5	383.2797226	0.004312	0.004555	Operational	Operational
9	ATC/MCEER Joint Venture	2526.360844	2182.040083	0.014400	0.014451	IO	IO

Tabel 4.7 Rangkuman kinerja struktur (Selat Sunda Y)

No	Rumusan Lp	Panjang Lp (mm)		Max rotasi (rad)		Kinerja Struktur	
		Circular	Rectangular	Circular	Rectangular	Circular	Rectangular
1	Baker	761.9853139	675.8282181	0.005008	0.005859	Operational	IO
2	Corley	1042.64475	961.0074199	0.006191	0.006590	IO	IO
3	Mattock	1324.99735	1216.557012	0.006920	0.007062	IO	IO
4	Park et al.	700	613.2475562	0.004615	0.005942	Operational	IO
5	Priestly dan Park	1188	1188	0.006537	0.007256	IO	IO
6	Sheikh dan Khoury	1750	1533.11889	0.007639	0.007263	IO	IO
7	Paulay dan Priestly	1190.56044	1190.56044	0.006548	0.007262	IO	IO
8	Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak	437.5	383.2797226	0.003037	0.004161	Operational	Operational
9	ATC/MCEER Joint Venture	2526.360844	2182.040083	0.008375	0.007986	IO	IO

Tabel 4.8 Rangkuman kinerja struktur (Garut X)

No	Rumusan Lp	Panjang Lp (mm)		Max rotasi (rad)		Kinerja Struktur	
		Circular	Rectangular	Circular	Rectangular	Circular	Rectangular
1	Baker	761.9853139	675.8282181	0.002335	0.001889	Operational	Operational
2	Corley	1042.64475	961.0074199	0.002567	0.002204	Operational	Operational
3	Mattock	1324.99735	1216.557012	0.002811	0.002550	Operational	Operational
4	Park et al.	700	613.2475562	0.002287	0.002050	Operational	Operational
5	Priestly dan Park	1188	1188	0.002690	0.002547	Operational	Operational
6	Sheikh dan Khoury	1750	1533.11889	0.003133	0.003010	Operational	Operational
7	Paulay dan Priestly	1190.56044	1190.56044	0.002692	0.002550	Operational	Operational
8	Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak	437.5	383.2797226	0.002013	0.002527	Operational	Operational
9	ATC/MCEER Joint Venture	2526.360844	2182.040083	0.003648	0.003640	Operational	Operational

Tabel 4.9 Rangkuman kinerja struktur (Garut Y)

No	Rumusan Lp	Panjang Lp (mm)		Max rotasi (rad)		Kinerja Struktur	
		Circular	Rectangular	Circular	Rectangular	Circular	Rectangular
1	Baker	761.9853139	675.8282181	0.000434	0.000424	Operational	Operational
2	Corley	1042.64475	961.0074199	0.000538	0.000543	Operational	Operational
3	Mattock	1324.99735	1216.557012	0.000641	0.000643	Operational	Operational
4	Park et al.	700	613.2475562	0.000410	0.000407	Operational	Operational
5	Priestly dan Park	1188	1188	0.000591	0.000639	Operational	Operational
6	Sheikh dan Khoury	1750	1533.11889	0.000799	0.000774	Operational	Operational
7	Paulay dan Priestly	1190.56044	1190.56044	0.000592	0.000639	Operational	Operational
8	Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak	437.5	383.2797226	0.000302	0.000306	Operational	Operational
9	ATC/MCEER Joint Venture	2526.360844	2182.040083	0.001098	0.001035	Operational	Operational

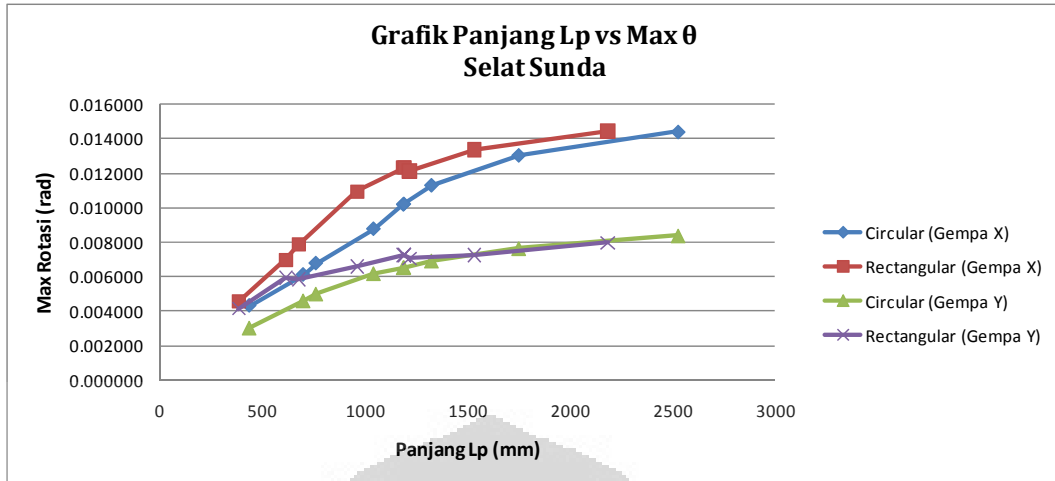
Tabel 4.10 Rangkuman kinerja struktur (Ujung Kulon X)

No	Rumusan Lp	Panjang Lp (mm)		Max rotasi (rad)		Kinerja Struktur	
		Circular	Rectangular	Circular	Rectangular	Circular	Rectangular
1	Baker	761.9853139	675.8282181	0.000088	0.000071	Operational	Operational
2	Corley	1042.64475	961.0074199	0.000113	0.000094	Operational	Operational
3	Mattock	1324.99735	1216.557012	0.000136	0.000118	Operational	Operational
4	Park et al.	700	613.2475562	0.000083	0.000067	Operational	Operational
5	Priestly dan Park	1188	1188	0.000125	0.000115	Operational	Operational
6	Sheikh dan Khoury	1750	1533.11889	0.000179	0.000153	Operational	Operational
7	Paulay dan Priestly	1190.56044	1190.56044	0.000125	0.000115	Operational	Operational
8	Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak	437.5	383.2797226	0.000118	0.000046	Operational	Operational
9	ATC/MCEER Joint Venture	2526.360844	2182.040083	0.000267	0.000225	Operational	Operational

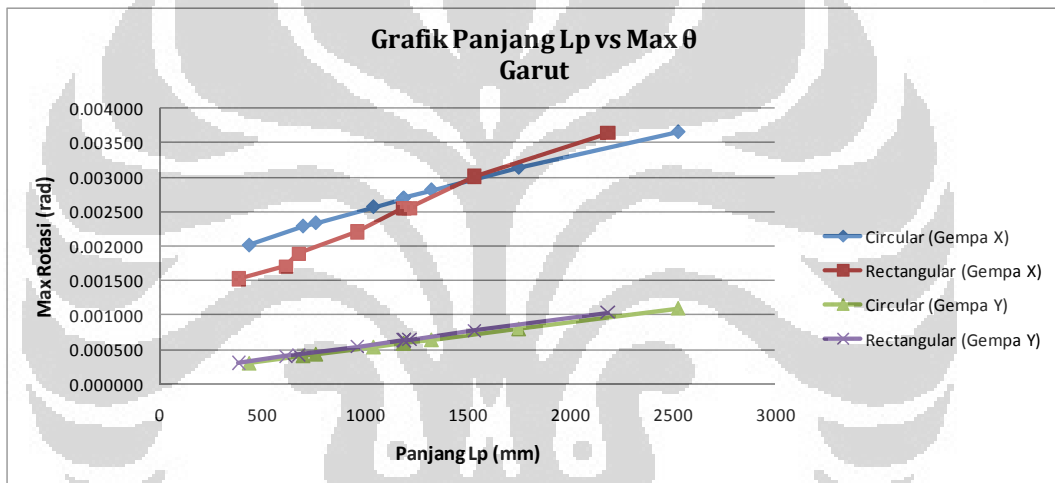
Tabel 4.11 Rangkuman kinerja struktur (Ujung Kulon Y)

No	Rumusan Lp	Panjang Lp (mm)		Max rotasi (rad)		Kinerja Struktur	
		Circular	Rectangular	Circular	Rectangular	Circular	Rectangular
1	Baker	761.9853139	675.8282181	0.000085	0.000075	Operational	Operational
2	Corley	1042.64475	961.0074199	0.000116	0.000107	Operational	Operational
3	Mattock	1324.99735	1216.557012	0.000149	0.000137	Operational	Operational
4	Park et al.	700	613.2475562	0.000078	0.000068	Operational	Operational
5	Priestly dan Park	1188	1188	0.000133	0.000134	Operational	Operational
6	Sheikh dan Khoury	1750	1533.11889	0.000199	0.000175	Operational	Operational
7	Paulay dan Priestly	1190.56044	1190.56044	0.000133	0.000134	Operational	Operational
8	Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak	437.5	383.2797226	0.000049	0.000042	Operational	Operational
9	ATC/MCEER Joint Venture	2526.360844	2182.040083	0.000292	0.000255	Operational	Operational

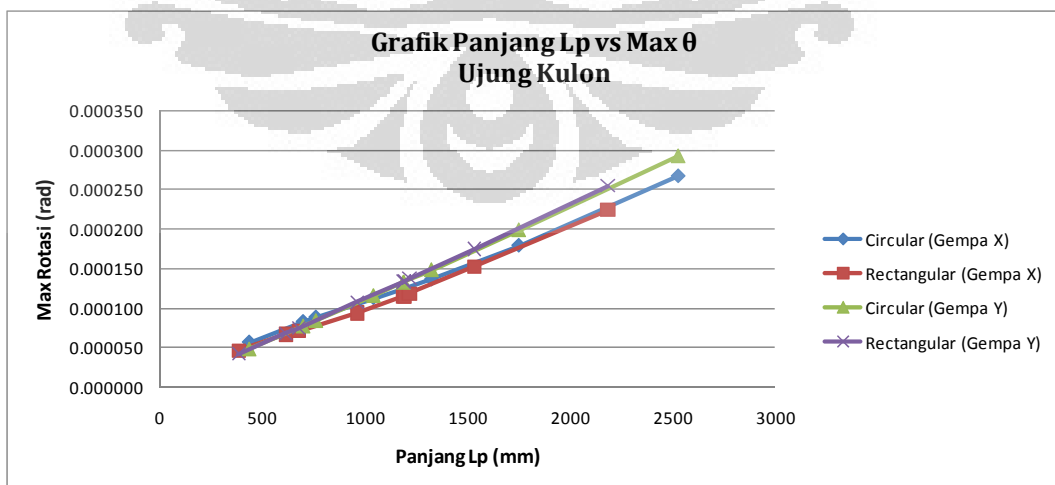
Dari hasil penjabaran di atas, dapat dilihat bahwa selain penempatan panjang sendi plastis, bentuk penampang juga berpengaruh terhadap rotasi maksimum dan kinerja struktur yang dihasilkan. Secara garis besar terlihat bahwa bentuk penampang bulat menghasilkan kinerja struktur yang lebih baik dibandingkan bentuk persegi. Berikut ini adalah grafik yang menggambarkan hubungan penempatan panjang sendi plastis dan rotasi maksimum yang dihasilkan untuk kedua macam bentuk penampang pilar:



Gambar 4.50 Grafik Panjang Lp vs Max θ (Selat Sunda)



Gambar 4.51 Grafik Panjang Lp vs Max θ (Garut)



Gambar 4.52 Grafik Panjang Lp vs Max θ (Ujung Kulon)

Dari penggambaran grafik diatas, terlihat jelas bahwa rotasi maksimum yang terjadi pada elemen nonlinear nilainya berbanding lurus dengan panjang sendi plastis yang ditempatkan. Semakin panjang zona sendi plastis yang ditempatkan, akan menghasilkan nilai rotasi yang semakin besar. Dengan demikian, level kinerja struktur yang dihasilkan juga akan semakin konservatif. Hal ini dapat terjadi karena dengan penempatan sendi plastis yang lebih panjang akan membuat elemen struktur yang mampu berotasi plastis juga menjadi semakin panjang.

Hal lain yang dapat dilihat dari gambar-gambar tersebut adalah bahwa gempa dalam arah transversal mempunyai efek yang lebih berbahaya dibandingkan dengan gempa dalam arah longitudinal. Hal ini ditunjukkan oleh nilai rotasi sendi plastis yang lebih besar pada saat gempa arah transversal berlangsung. Fenomena ini terjadi pada gempa Selat Sunda dan Garut. Sedangkan pada gempa Ujung Kulon yang efeknya tidak terlalu besar pada struktur, nilai rotasi maksimum pada arah longitudinal yang tercatat lebih besar dikarenakan *initial condition* struktur sebelum terkena gempa. Pada kondisi awal sebelum gempa, nilai gaya momen pilar arah longitudinal lebih besar dibandingkan momen pada arah transversal. Sehingga dengan efek gempa yang tidak terlalu besar akibat gempa Ujung kulon, rotasi dalam arah longitudinal tetap menjadi rotasi maksimum yang tercatat.

4.2.2 Sensitifitas Gempa Terhadap Pembentukan Sendi Plastis

Hal lain yang dibahas dalam penelitian ini adalah pengaruh karakteristik rekaman gempa, dalam hal ini muatan frekuensinya terhadap pembentukan sendi plastis yang terjadi dalam simulasi. Dengan melakukan transformasi *Fourier*, akan dihasilkan rekaman gempa dalam domain frekuensi yang secara langsung akan menunjukkan karakteristik muatan frekuensi dari spektrum gempa tersebut.

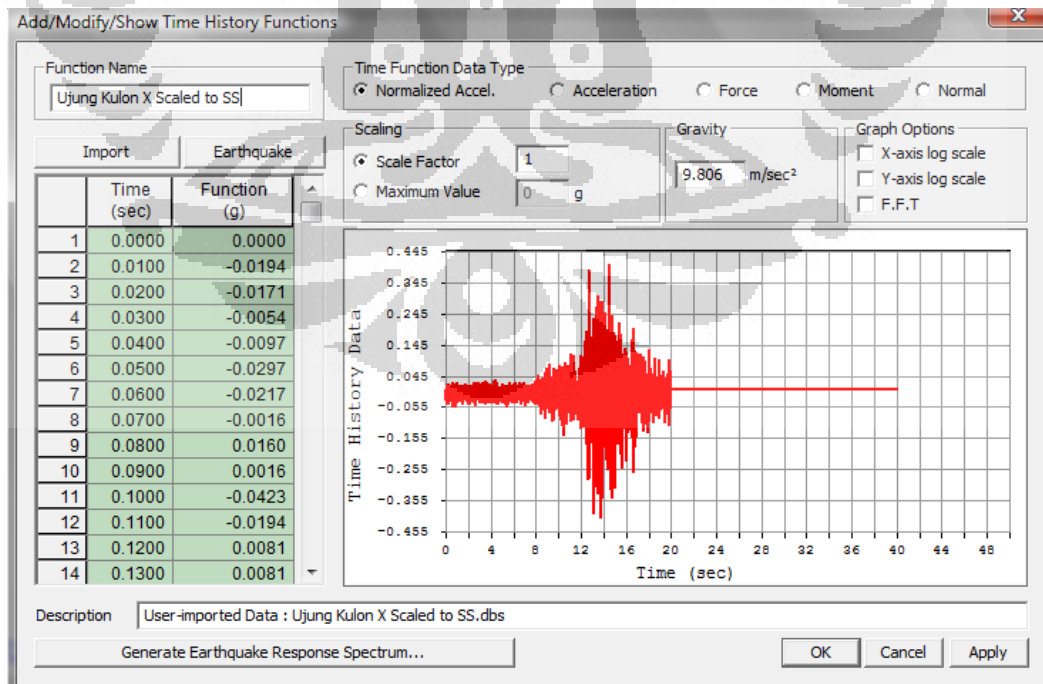
4.2.2.1 Frekuensi Natural Struktur

Selain muatan frekuensi dominan dari *spectrum* gempa, hal lain yang perlu diketahui adalah frekuensi-frekuensi alami struktur. Pada umumnya, frekuensi natural struktur dapat dihitung dengan menggunakan analisa *eigenvalue*. Namun hasil frekuensi yang didapatkan adalah dalam batasan elastik, meskipun diberikan modifikasi inersia efektif untuk merepresentasikan retaknya beton.

Dengan dimodelkannya *fiber section hinge* pada elemen nonlinear pilar yang dapat menunjukkan penurunan kekakuan penampang secara *real*, maka dalam penelitian ini akan digunakan metode *peak picking* untuk mendapatkan frekuensi natural struktur. Dalam metode *peak picking*, frekuensi natural struktur didapatkan dari nilai-nilai puncak respons nodal struktur dalam domain frekuensi akibat getaran bebas (*free vibration*). Sebelum mendapatkan respon getaran bebas, struktur terlebih dahulu diberi eksitasi paksa (*forced vibration*) untuk memastikan moda-moda utama struktur tinjauan mengalami eksitasi.

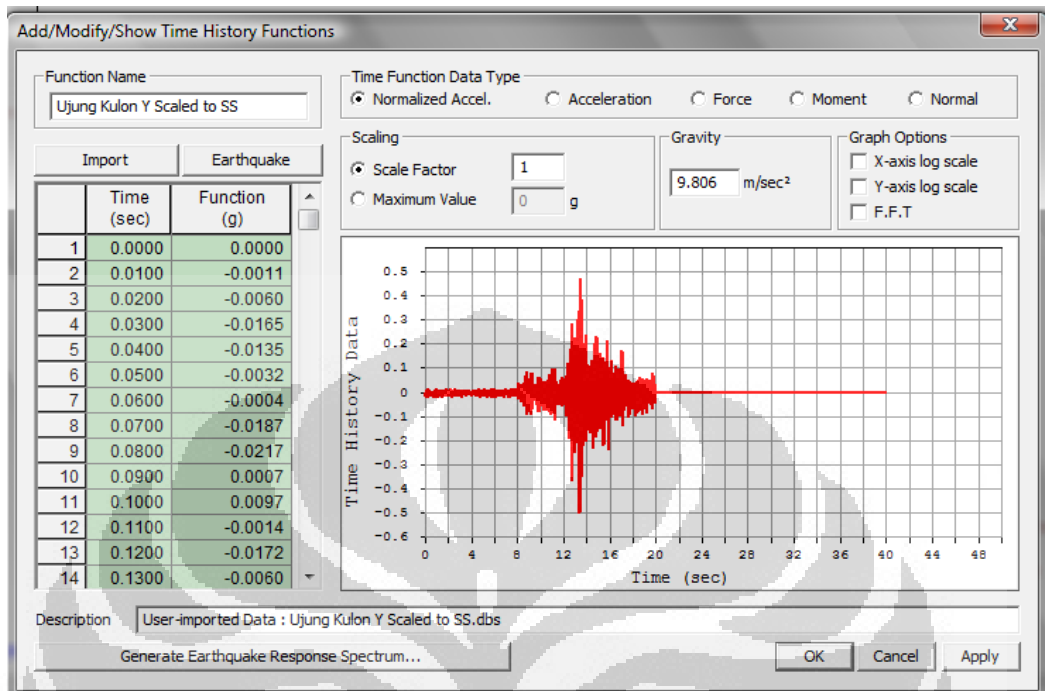
Fase eksitasi paksa atau *forced vibration* yang diberikan pada struktur jembatan berasal dari input gempa Ujung Kulon dalam arah transversal (X) dan Longitudinal (Y) pada detik 0-20 detik. Selanjutnya pada detik 20-40 detik, nilai input percepatan dibuat menjadi nol untuk memastikan struktur mengalami fase getaran bebas (*free vibration*). Selanjutnya berdasarkan respons percepatan pada salah satu nodal struktur juga akan didapatkan respons *forced vibration* (0-20 detik) dan *free vibration* (20-40 detik).

Berikut ini adalah input pembebanan dalam arah transversal yang diberikan untuk mengeksitasi struktur sebelum melakukan metode *peak picking* untuk mendapatkan frekuensi natural struktur:



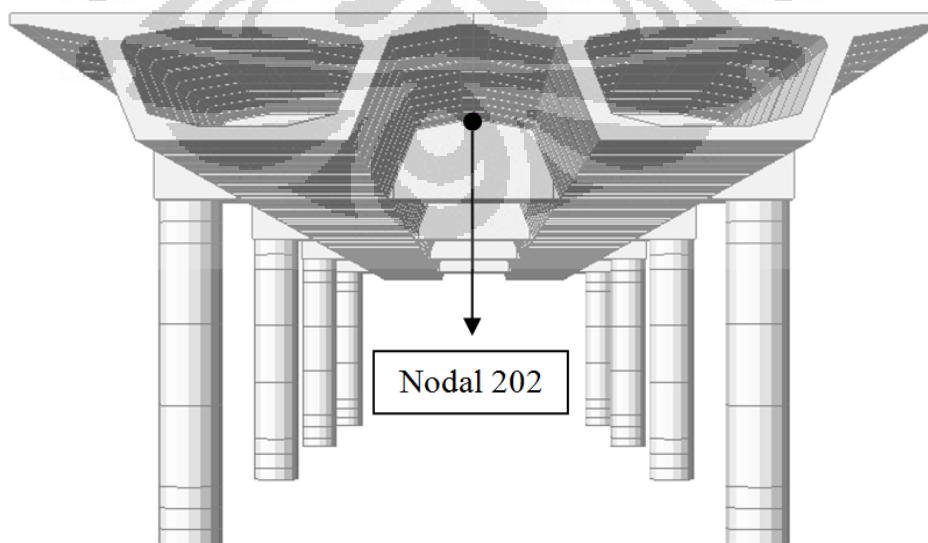
Gambar 4.53 Input beban *peak picking* arah X (Transversal)

Berikut ini adalah input pembebanan dalam arah logitudinal yang diberikan sebelum melakukan metode *peak picking* pada arah longitudinal:



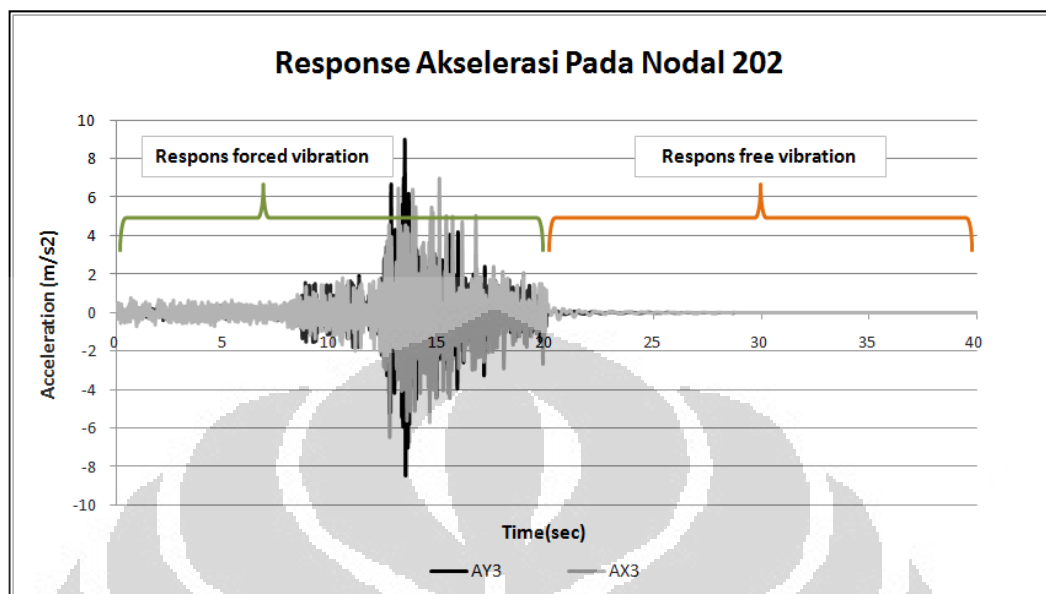
Gambar 4.54 Input beban *peak picking* arah Y (Longitudinal)

Selanjutnya akan dipilih salah satu nodal tinjauan untuk mendapatkan respons akselerasi akibat pembebanan dalam arah X dan Y yang telah diberikan sebelumnya. Dalam hal ini akan diambil nodal tinjauan dengan nomor 202, yaitu nodal ditengah balok portal seperti berikut ini:



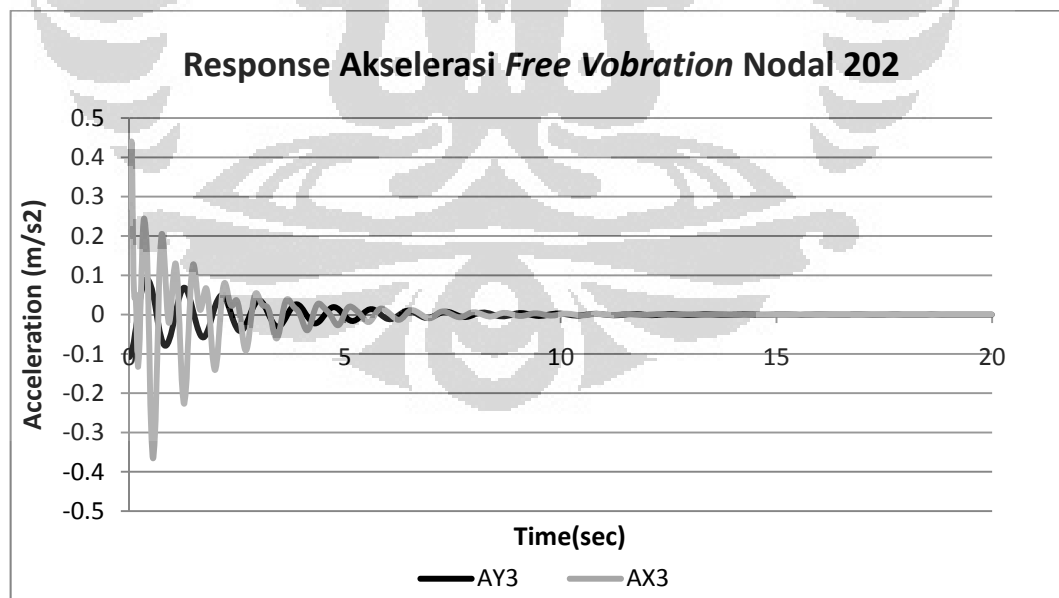
Gambar 4.55 Posisi nodal tinjauan untuk *peak picking*

Berikut adalah gambar respons akselerasi pada nodal 202 akibat *forced vibration* dan *free vibration*:



Gambar 4.56 Respons akselerasi nodal (*forced vibration & free vibration*)

Selanjutnya berdasarkan respons akselerasi tersebut, maka tinjauan beralih hanya pada *response free vibration* nodal. Gambar berikut ini menunjukkan respons akselerasi getaran bebas pada nodal 202 dalam domain waktu.



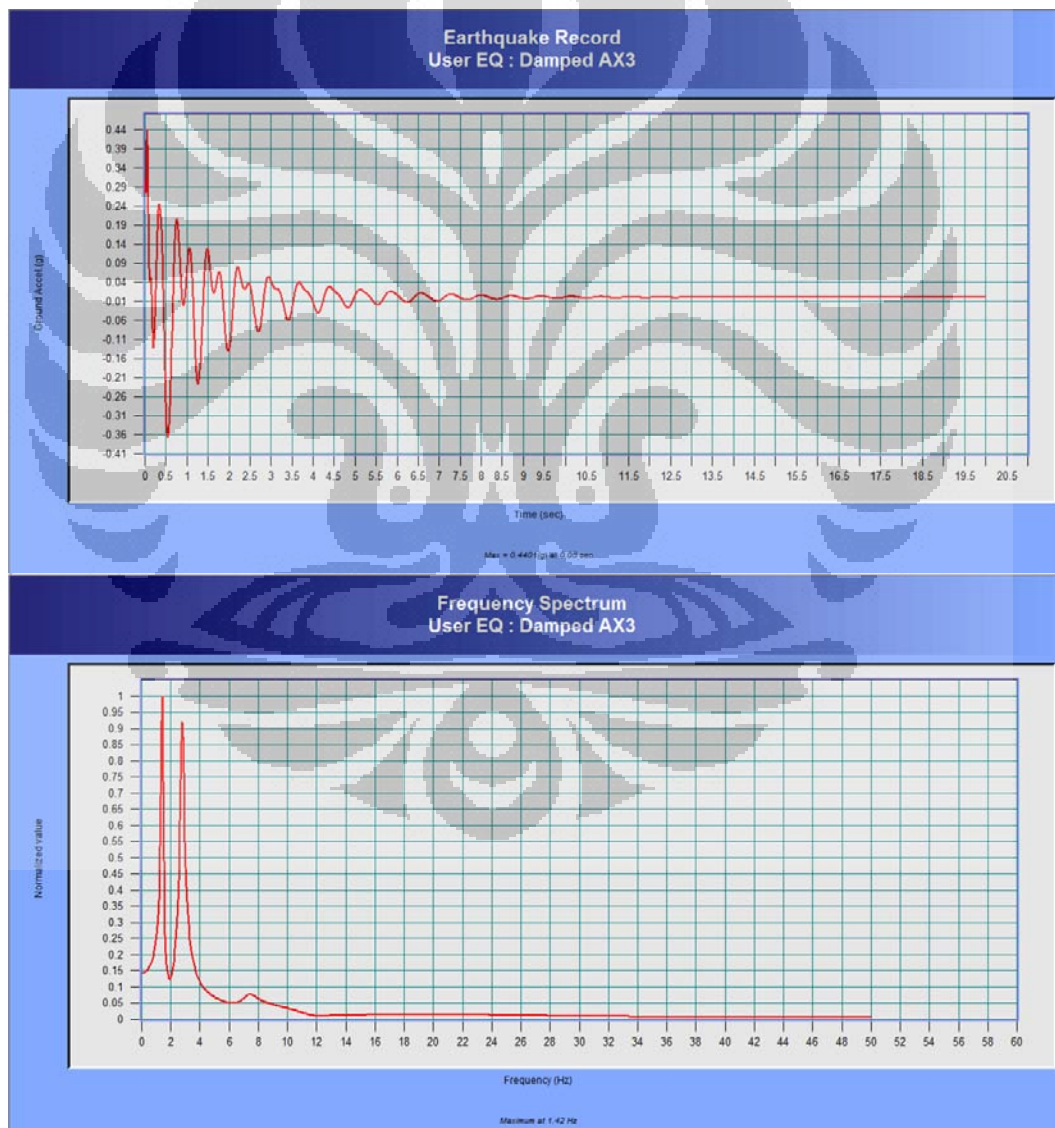
Gambar 4.57 Respons akselerasi nodal 202 (*free vibration*)

Metode *peak picking* dilakukan setelah mendapatkan hasil transformasi *Fourier* dari respons akselerasi *free vibration* nodal 202 dalam domain frekuensi.

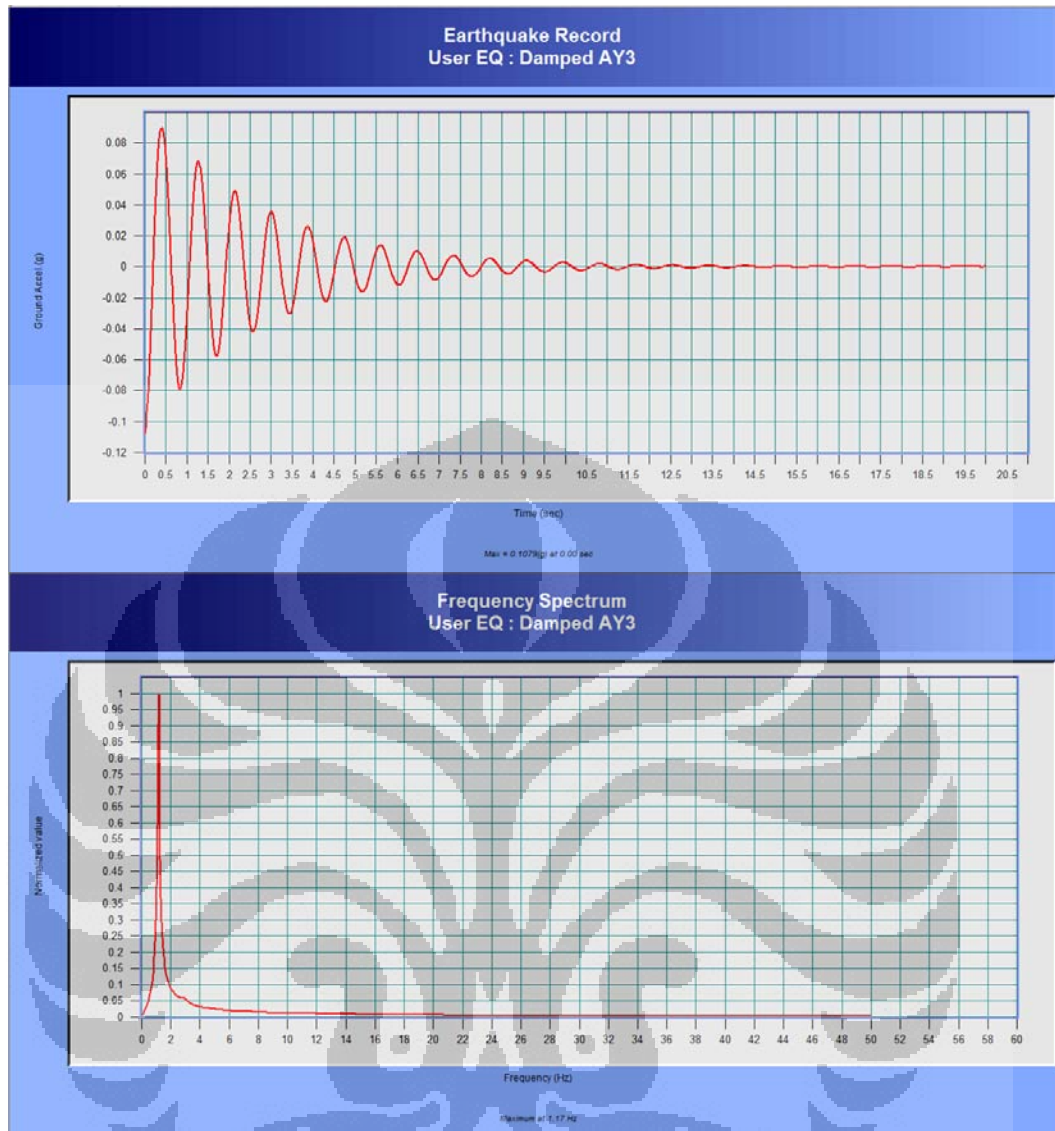
Input pembebanan yang diberikan sebelumnya harus diskalakan sedemikian rupa sehingga struktur jembatan mengalami retak pada penampang *fiber hinge*-nya. Hal ini dilakukan untuk memastikan semua bagian pilar jembatan mengalami retak sehingga hasil frekuensi alami struktur yang didapatkan nantinya dapat merepresentasikan keadaan struktur yang retak pada saat gempa berlangsung.

Proses yang sama seperti pada tahapan-tahapan sebelumnya diulangi kembali pada pemodelan dengan bentuk penampang pilar persegi. Berikut ini adalah hasil transformasi *Fourier* dari respons akselerasi getaran bebas nodal untuk bentuk penampang bulat dan persegi pada arah respons transversal dan longitudinal:

a) Penampang Bulat



Gambar 4.58 Respons akselerasi nodal 202 arah X (*Circular*)



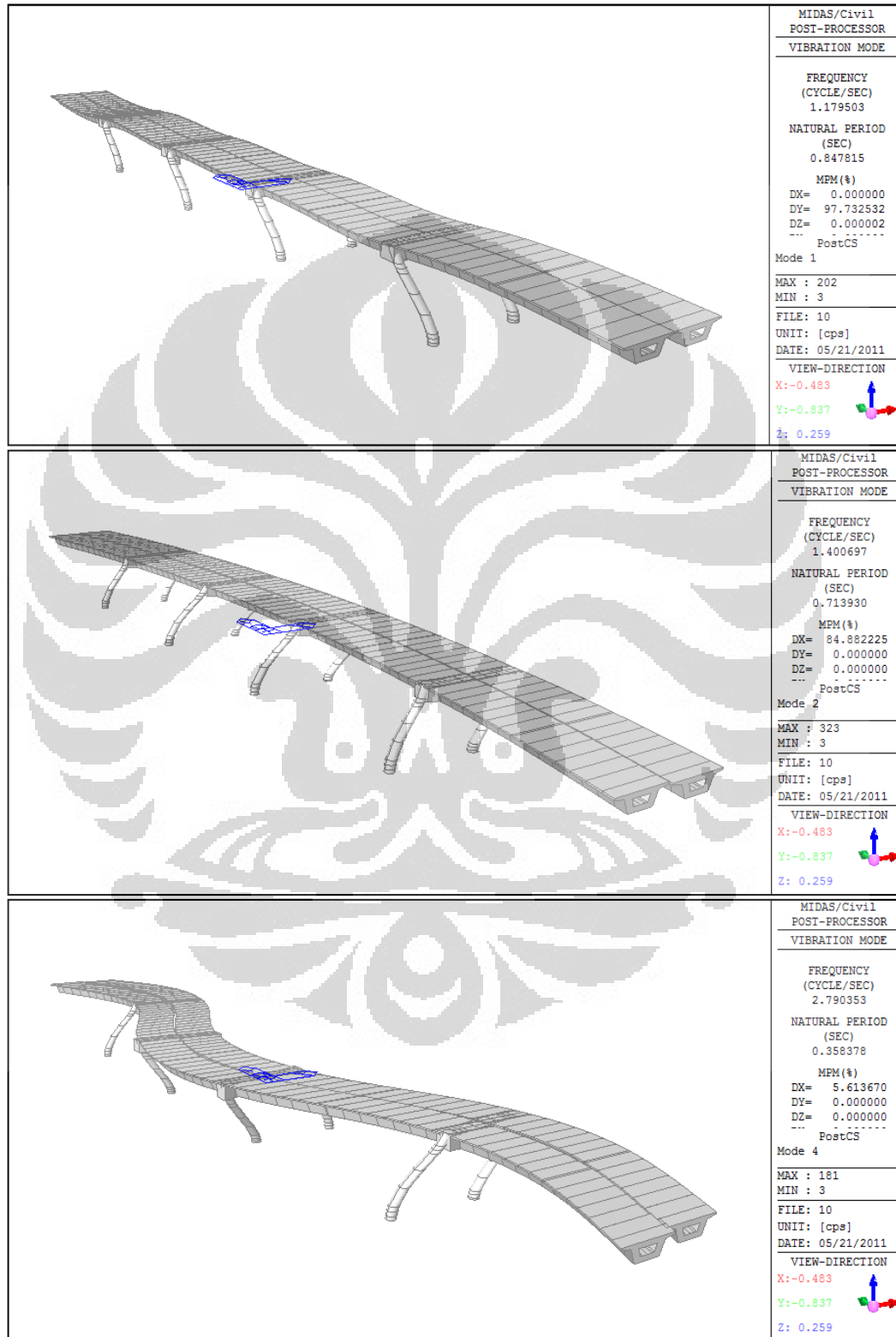
Gambar 4.59 Respons akselerasi nodal 202 arah Y (*Circular*)

Adapun dengan metode *peak picking* yang dilakukan terhadap respons transversal dan longitudinal dalam domain frekuensi, didapat hasil-hasil untuk moda-moda dominan struktur sebagai berikut:

- *Mode 1* = 1.17 Hz (Arah Y / *Longitudinal direction*)
- *Mode 2* = 1.42 Hz (Arah X / *Transversal direction*)
- *Mode 3* = 2.78 Hz (Arah X / *Transversal direction*)

Dalam penelitian ini tidak dilakukan tinjauan dalam arah vertikal, sehingga hanya didapatkan moda struktur dalam arah transversal dan longitudinal saja. Periode struktur untuk ketiga moda awal tersebut berkisar antara 0.85-0.36 detik.

Selanjutnya untuk melihat seberapa besar persentase partisipasi massa untuk tiap *mode shape* tersebut, maka berikut ini adalah hasil analisa *eigenvalue* yang juga dilakukan sebagai perbandingan terhadap metode *peak picking*:

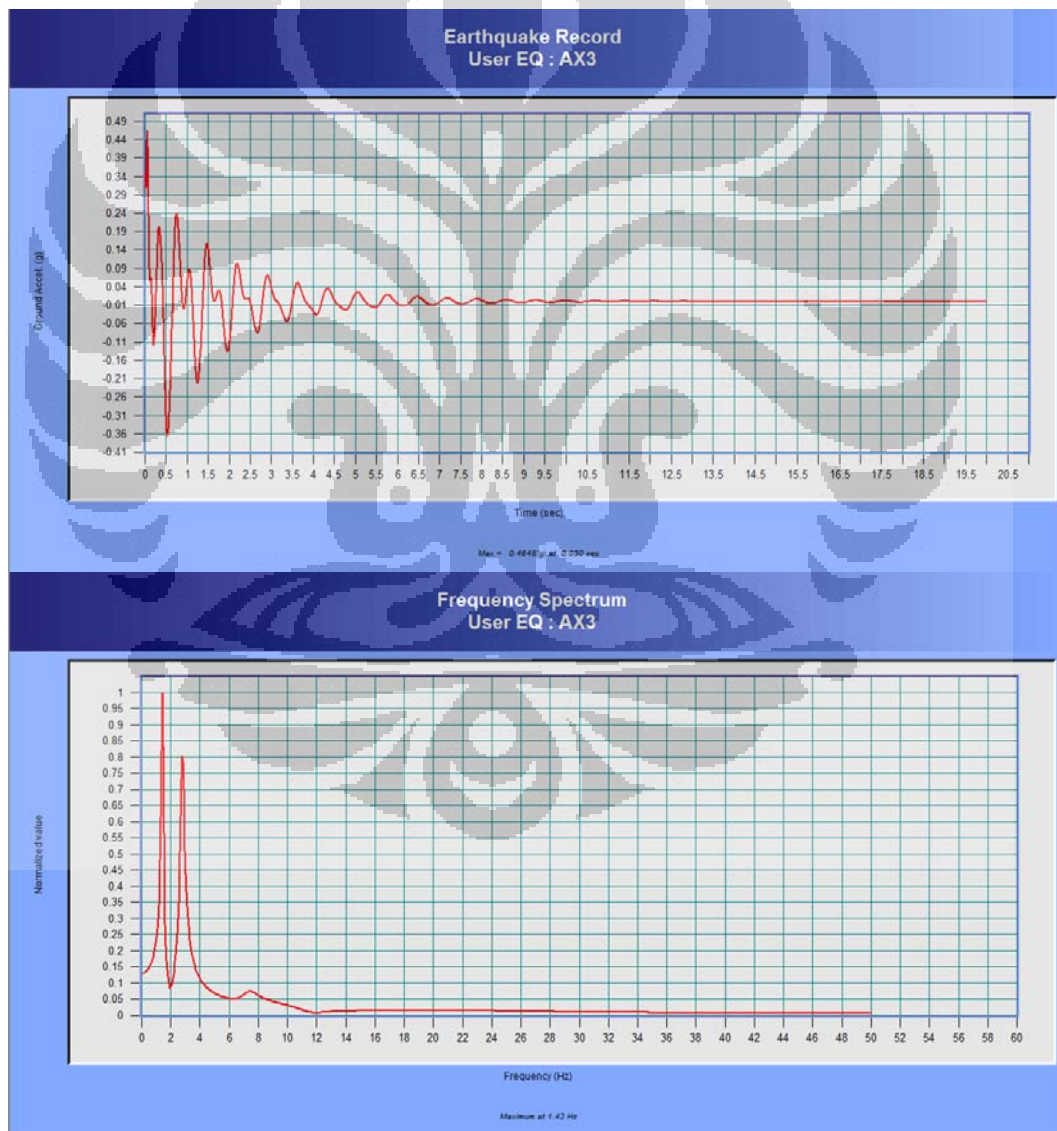


Gambar 4.60 *Eigenvalue analysis: Mode 1-3 (Circular)*

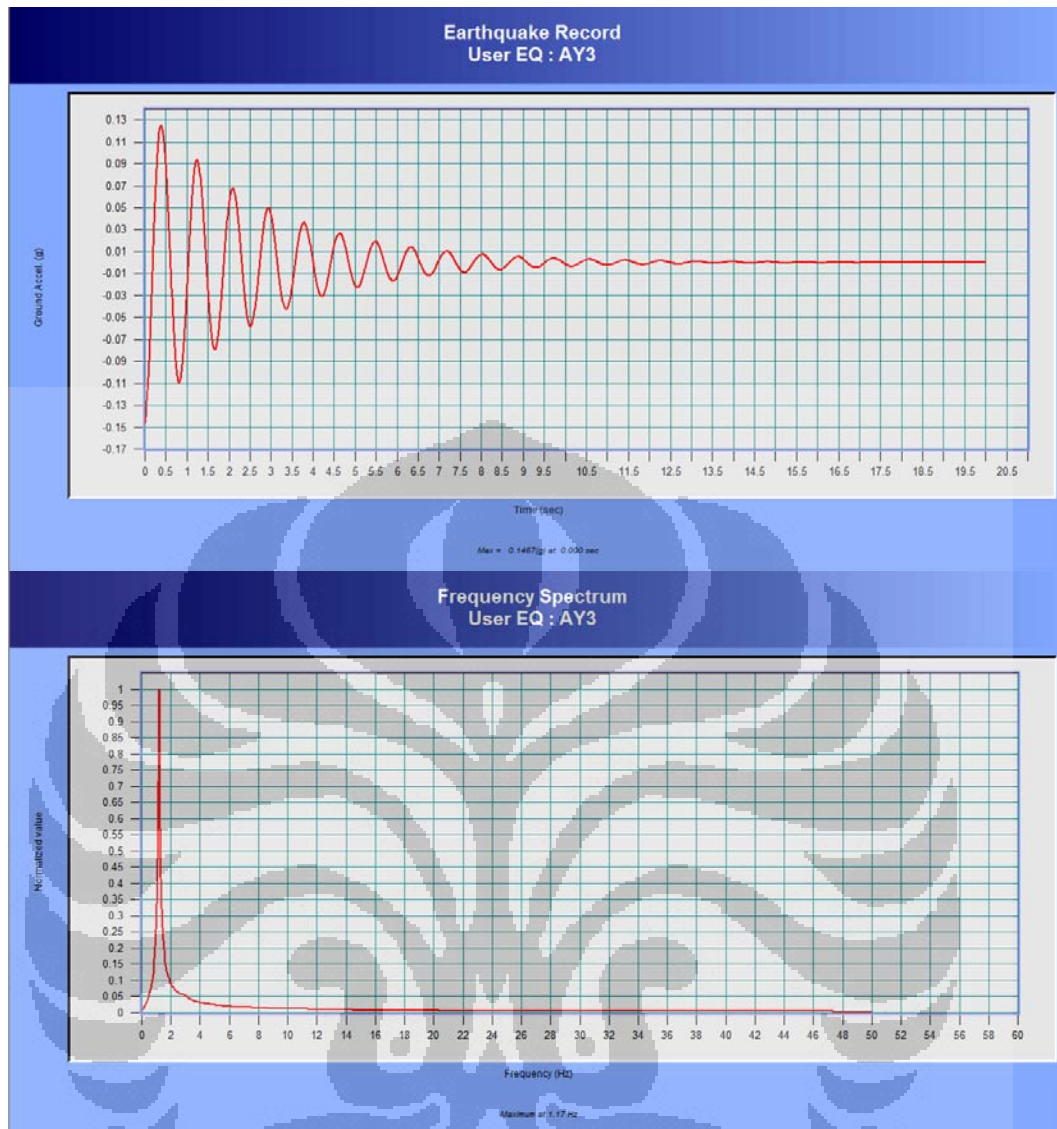
Dari hasil analisa *eigenvalue*, terlihat bahwa moda-moda dominan struktur adalah pada moda pertama (*longitudinal*) dan moda kedua (*transversal*). Hal tersebut terlihat jelas dari besarnya persentase partisipasi massa untuk kedua moda getar tersebut. Moda getar pertama dan kedua menyumbangkan partisipasi massa yang besar, yaitu lebih dari 80%.

Untuk melihat frekuensi natural struktur pada pemodelan dengan bentuk penampang persegi, metode yang sama seperti pada penampang bulat juga dilakukan. Berikut adalah hasil plot respons akselerasi salah satu nodal puncak portal jalan layang dalam arah X (*transversal*) dan Y (*longitudinal*).

b) Penampang Pesegi



Gambar 4.61 Respons akselerasi nodal 202 arah X (*Rectangular*)



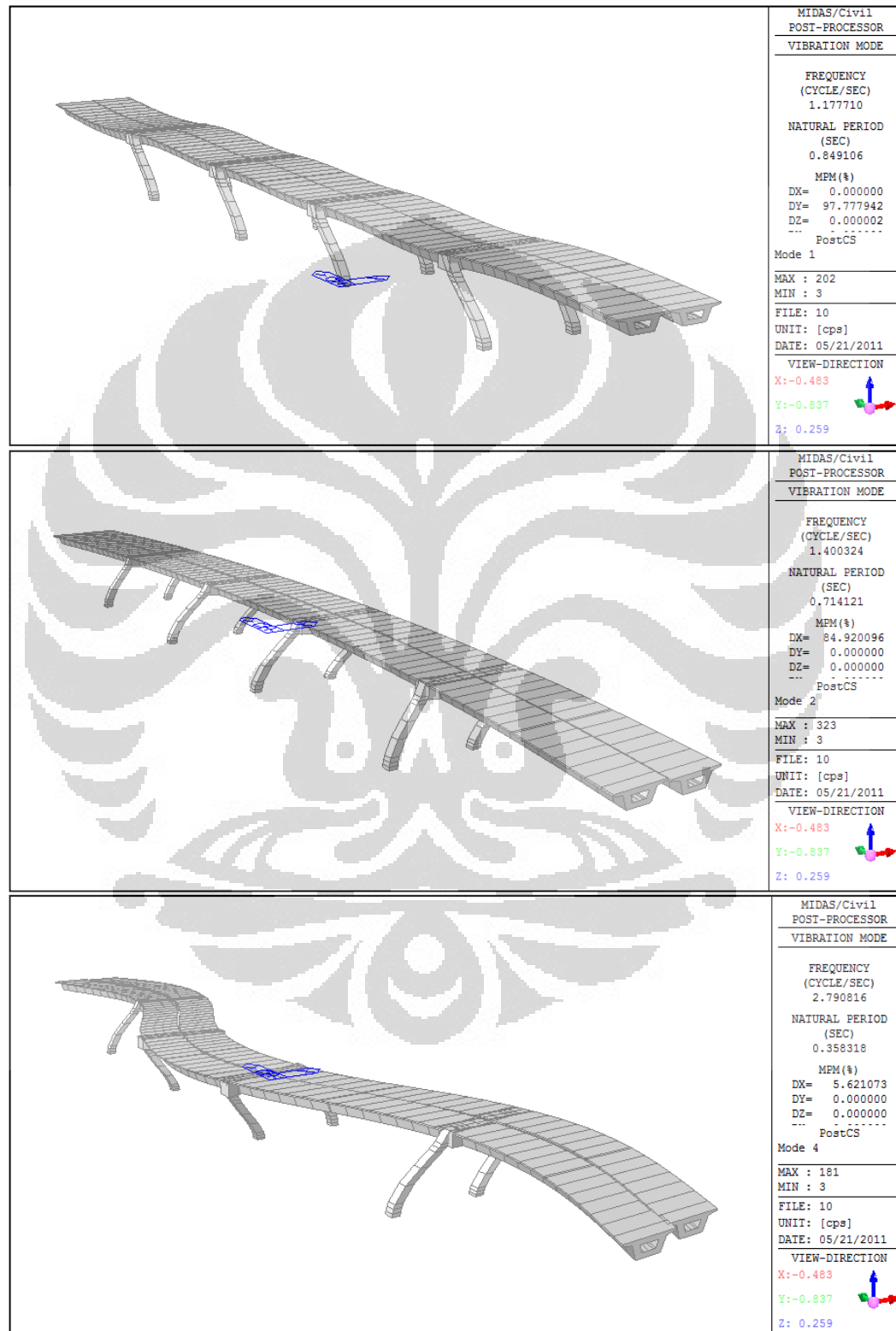
Gambar 4.62 Respons akselerasi nodal 202 arah Y (*Rectangular*)

Selanjutnya, sama seperti pada penampang bulat, respons akselerasi dalam domain frekuensi didapat dengan menggunakan transformasi *Fourier* (*Fast Fourier Transform*). Dan kemudian didapatkan hasil untuk moda-moda dominan struktur sebagai berikut ini:

- *Mode 1* = 1.17 Hz (Arah Y / *Longitudinal direction*)
- *Mode 2* = 1.42 Hz (Arah X / *Transversal direction*)
- *Mode 3* = 2.78 Hz (Arah X / *Transversal direction*)

Dari hasil tersebut, terlihat bahwa metode *peak picking* untuk kedua bentuk pilar memberikan hasil yang sama. Hal ini dikarenakan inersia kedua bentuk penampang yang sama dan perbedaan massa struktur yang relatif sangat kecil.

Untuk mendapatkan besar persentase partisipasi masa pada tiap *mode shape* utama, maka sama seperti penampang pilar bulat, juga dilakukan *eigenvalue analysis*. Berikut adalah gambar yang menampilkan hasil *eigenvalue analysis*:



Gambar 4.63 *Eigenvalue analysis: Mode 1-3 (Rectangular)*

Tabel berikut ini menampilkan perbandingan frekuensi natural struktur yang didapatkan melalui metode *peak picking* dan *eigenvalue analysis*, serta besarnya partisipasi massa untuk moda-moda yang ditinjau.

Tabel 4.12 Perbandingan *peak picking method* dan *eigenvalue (Circular)*

Mode	Direction	Eigenvalue Analysis		Peak Picking Method	% Difference
		Mass Part. Ratio	Frequency (Hz)	Frequency (Hz)	
1	Longitudinal	97.73%	1.1795	1.17	0.8054
2	Transversal	84.88%	1.400697	1.42	1.3781
3	Transversal	5.61%	2.790353	2.78	0.3710

Tabel 4.13 Perbandingan *peak picking method* dan *eigenvalue (Rectangular)*

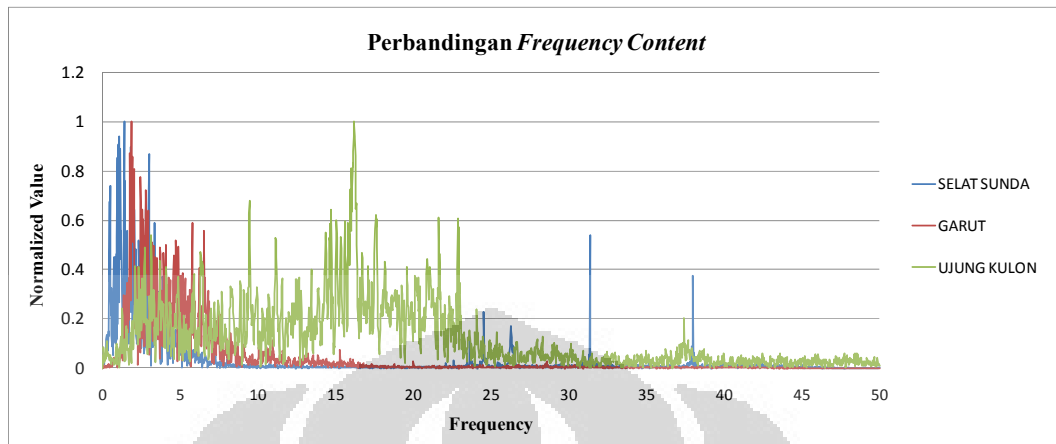
Mode	Direction	Eigenvalue Analysis		Peak Picking Method	% Difference
		Mass Part. Ratio	Frequency (Hz)	Frequency (Hz)	
1	Longitudinal	97.78%	1.17771	1.17	0.6547
2	Transversal	84.92%	1.400324	1.42	1.4051
3	Transversal	5.62%	2.790816	2.78	0.3876

4.2.2.2 Muatan Frekuensi *Spectrum* Gempa

Seperti telah dijelaskan sebelumnya, dengan menggunakan transformasi *Fourier*, maka spektrum gempa dalam domain waktu dapat ditransformasi menjadi spektrum dalam domain frekuensi. Dalam domain frekuensi, karakteristik spektrum gempa yang ditunjukkan oleh muatan frekuensi dominan dapat dilihat dengan jelas. Hal tersebut akan sangat mempengaruhi respons struktur terhadap pembebanan gempa yang terjadi.

Dalam penelitian ini digunakan tiga buah set gempa yang berasal dari gempa Selat Sunda 2005 (dicatat di daerah Cengkareng), Garut 2005 (dicatat di daerah Kemayoran – Pusat BMKG), dan gempa Ujung Kulon 2011 (dicatat di Kemayoran – Pusat BMKG). Ketiga catatan gempa tersebut juga memiliki muatan frekuensi dominan yang berbeda-beda. Rekaman gempa yang berasal dari Selat Sunda memiliki muatan frekuensi dominan pada rentang 0.5-3 Hz. Rekaman gempa yang berasal dari Garut memiliki muatan frekuensi dominan pada rentang 2-7 Hz, sedangkan pada rekaman gempa dari daerah Ujung Kulon, muatan frekuensi dominannya tersebar berada pada rentang 3-23 Hz.

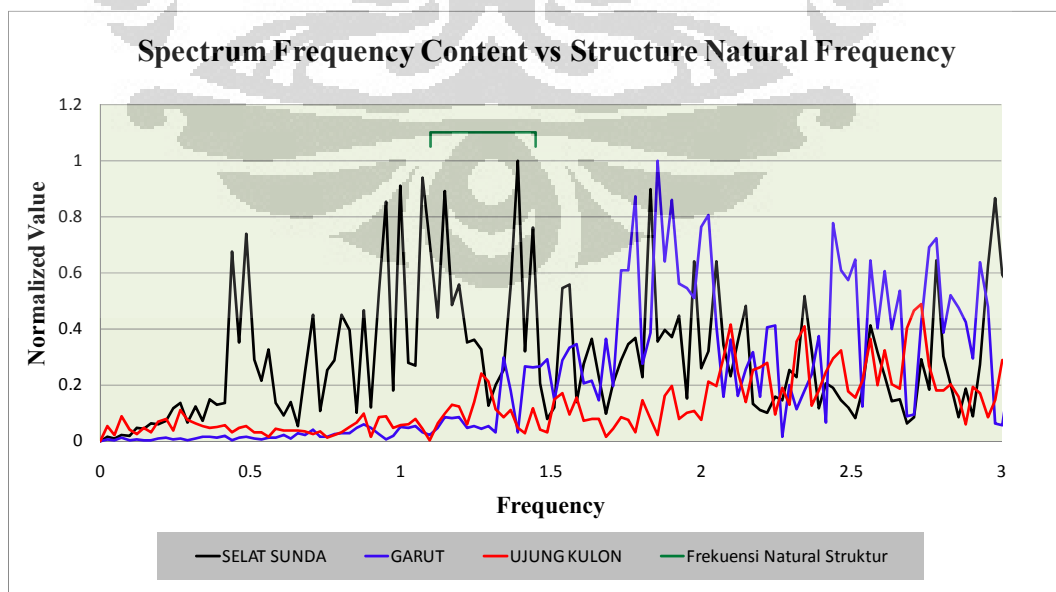
Hal tersebut dapat terlihat jelas pada gambar perbandingan *frequency content* dari ketiga rekaman gempa yang digunakan dalam penelitian ini:



Gambar 4.64 Perbandingan *frequency content* tiap rekaman gempa

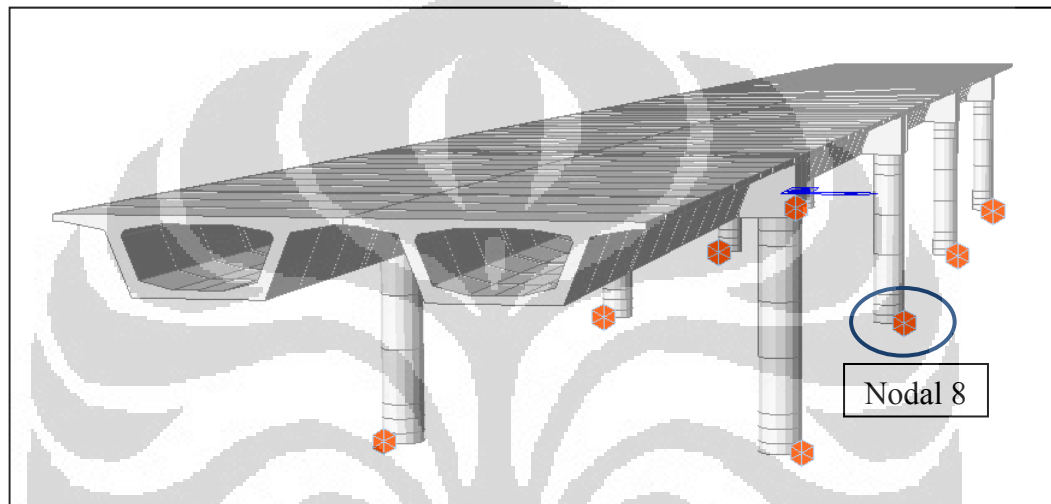
4.2.2.3 Pembentukan Sendi Plastis

Studi ini menunjukkan bahwa pergerakan tanah (*ground motion*) akan teramplifikasi lebih besar bila muatan frekuensi dominan spektrum berdekatan dengan frekuensi natural utama struktur, sehingga sangat mempengaruhi respons pada struktur. Pada sub-bab sebelumnya, telah didapatkan frekuensi natural struktur pada moda-moda utamanya berkisar diantara 1.17 – 1.42 Hz (*mode shape* 1 dan 2). Gambar dibawah ini adalah grafik yang menunjukkan posisi muatan frekuensi spektrum dan frekuensi natural struktur pada rentang frekuensi 0-3Hz:



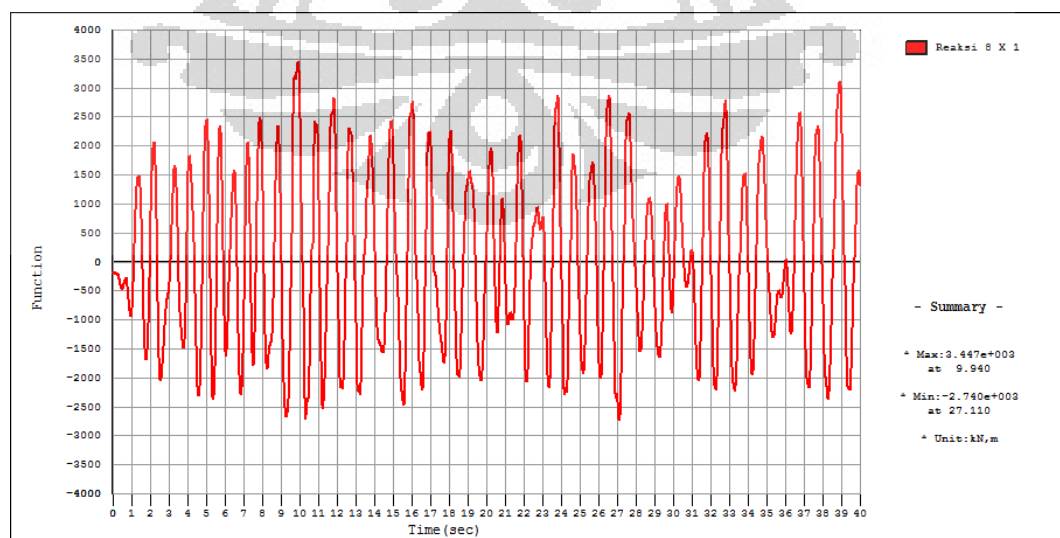
Gambar 4.65 *Spectrum frequency content vs Structure natural frequency*

Gambar di atas menunjukkan bahwa frekuensi natural struktur berdekatan dengan frekuensi dominan spektrum gempa yang berasal dari Selat Sunda. Sementara frekuensi dominan spektrum gempa Garut dan Ujung Kulon tidak berdekatan dengan frekuensi natural struktur. Pengaruh muatan frekuensi terhadap respons struktur yang dihasilkan dapat ditunjukkan oleh nilai-nilai reaksi perletakan selama beban gempa bekerja. Oleh karena itu dipilih nodal perletakan (nodal 8) pada model struktur penampang bulat dengan panjang sendi plastis yang mengikuti rumusan *Paulay* dan *Priestly* untuk memperlihatkan hal tersebut.

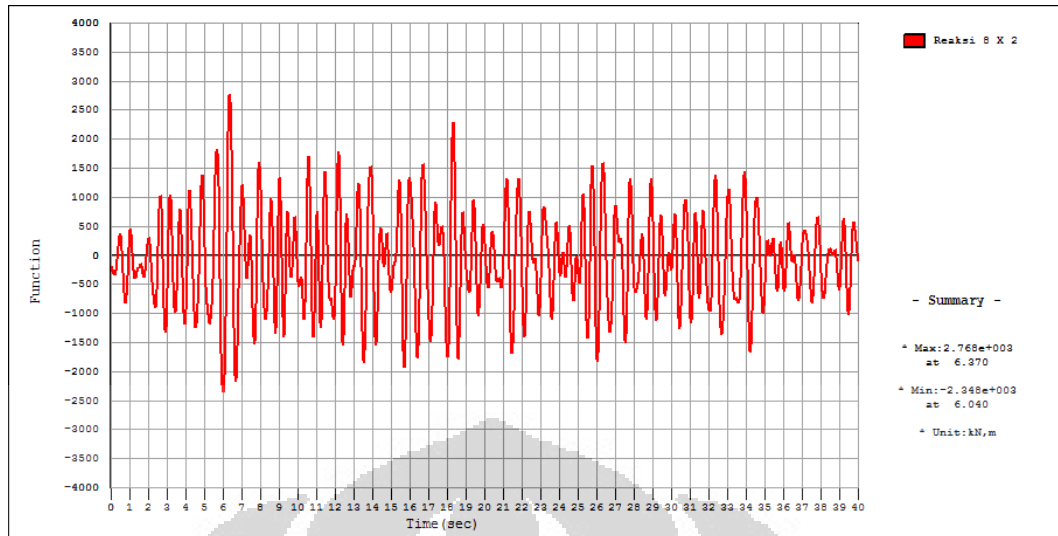


Gambar 4.66 Nodal tinjauan untuk respons reaksi perletakan

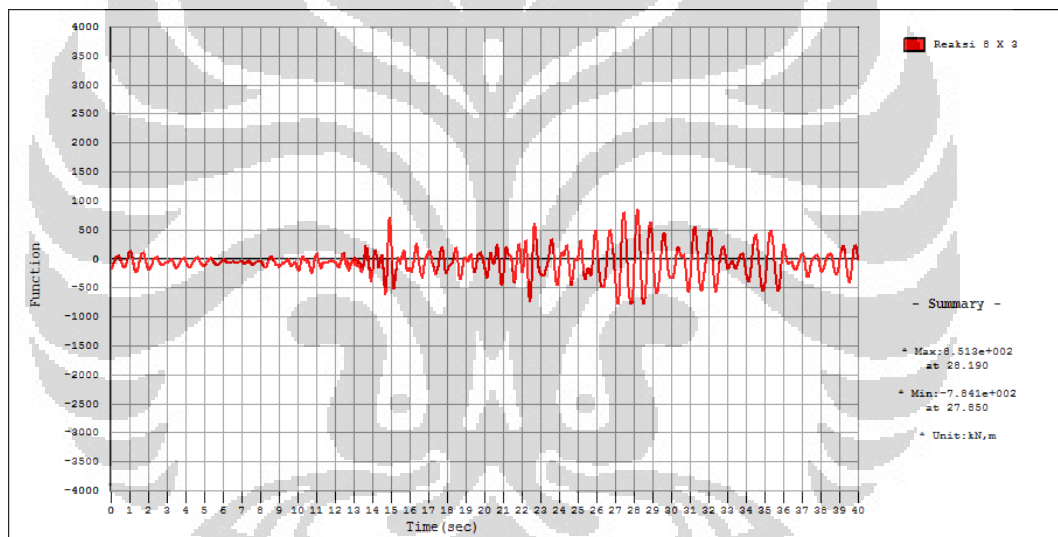
Berikut ini adalah hasil plot gaya reaksi geser perletakan akibat pembebanan gempa dalam arah transversal:



Gambar 4.67 Reaksi perletakan geser akibat gempa Selat Sunda X



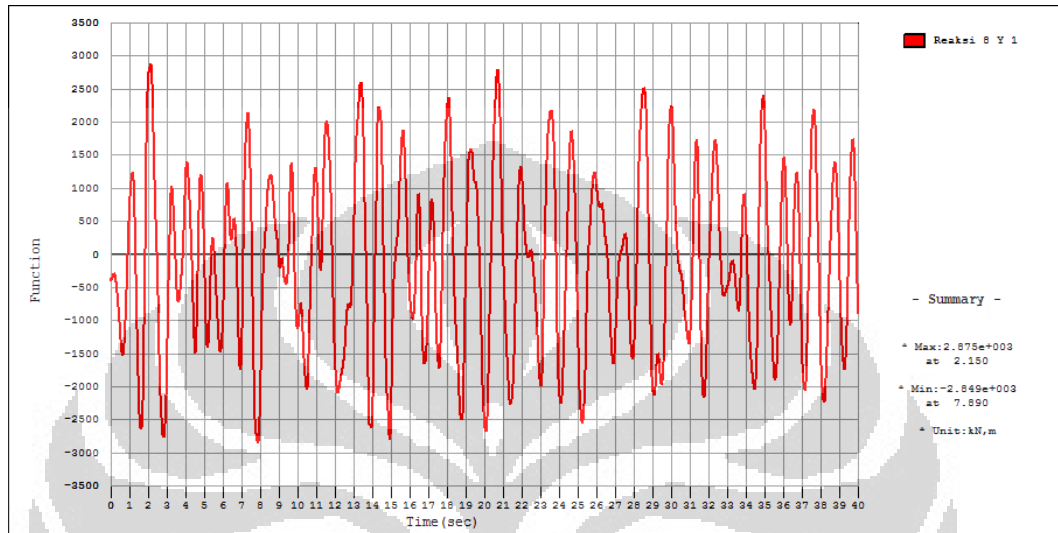
Gambar 4.68 Reaksi perletakan geser akibat gempa Garut X



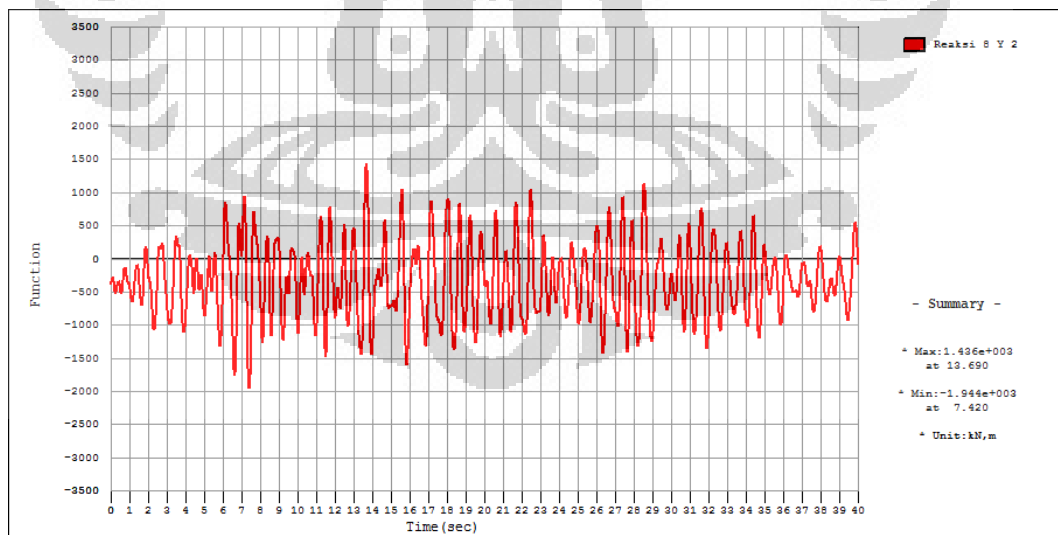
Gambar 4.69 Reaksi perletakan geser akibat gempa Ujung Kulon X

Dari penjabaran reaksi perletakan di atas, terlihat jelas bahwa meskipun ketiga input gempa memiliki amplitudo yang sama ($0.4115g$) dan juga durasi total yang sama (40 detik), respons reaksi perletakan yang dihasilkan bisa saja sangat berbeda. Hal ini tentu disebabkan oleh muatan frekuensi dan panjangnya durasi dominan eksitasi gempa yang ber-amplitudo besar pada tiap gempa itu sendiri. Reaksi geser maksimum akibat gempa Selat Sunda X yang dihasilkan adalah 3447 kN, reaksi geser maksimum akibat gempa Garut X adalah 2768 kN, dan reaksi geser maksimum akibat gempa Ujung Kulon adalah 851.3 kN.

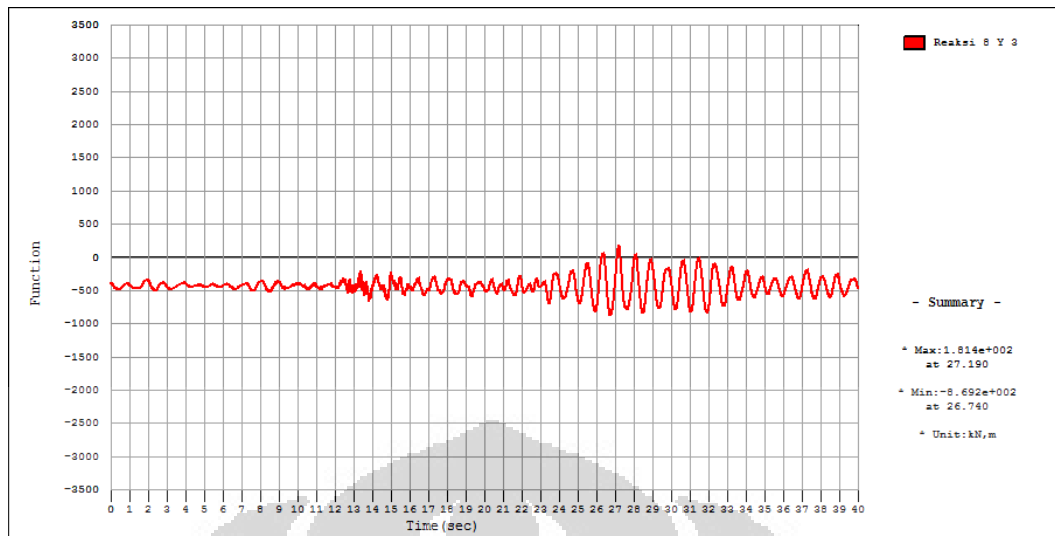
Hal yang sama juga dilakukan untuk pembebanan gempa arah longitudinal. Dalam hal ini juga ditinjau suatu titik nodal yang sama seperti pada tinjauan dalam arah transversal, yaitu nodal 8. Grafik respons gaya geser perletakan diplot dalam satuan kN pada sumbu vertikal dan satuan detik pada sumbu horisontal. Berikut ini adalah hasil plot reaksi gaya geser pada perletakan nodal 8.



Gambar 4.70 Reaksi perletakan geser akibat gempa Selat Sunda Y



Gambar 4.71 Reaksi perletakan geser akibat gempa Garut Y



Gambar 4.72 Reaksi perletakan geser akibat gempa Ujung Kulon Y

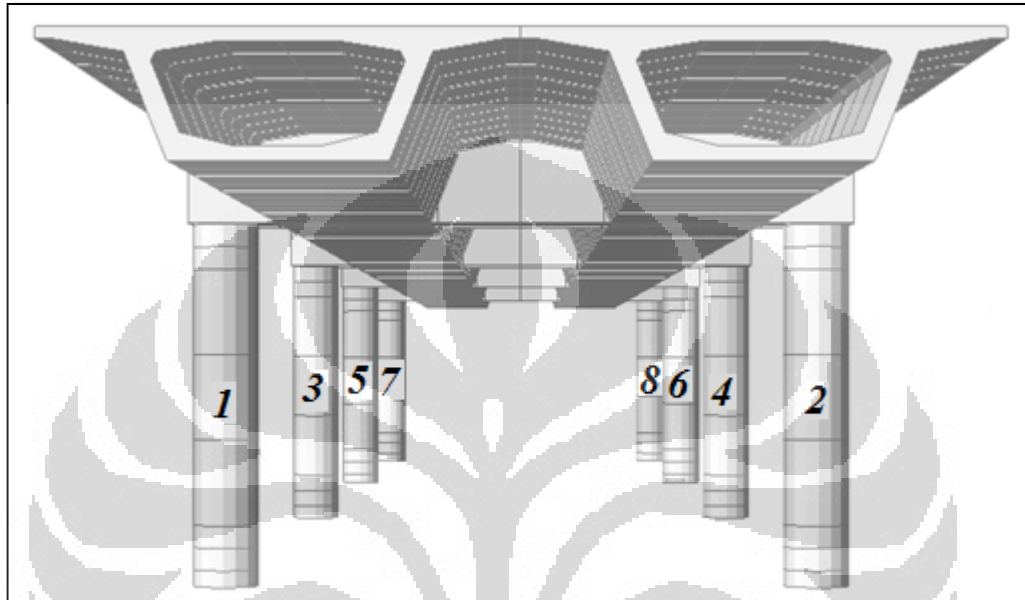
Dari penjabaran di atas, muatan frekuensi spektrum terlihat mempengaruhi respons reaksi geser pada perletakan titik tinjauan. Gempa Selat Sunda arah longitudinal membuat nodal perletakan 8 mengalami gaya geser maksimum sebesar 2875 kN, gempa Garut longitudinal membuat perletakan tersebut mengalami gaya geser maksimum sebesar -1944 kN, dan reaksi geser maksimum yang diakibatkan gempa Ujung Kulon longitudinal adalah sebesar -869.2 kN. Hal ini menunjukkan bahwa muatan frekuensi dominan spektrum dan durasi gempa ber-amplitudo besar sangat mempengaruhi gaya gempa yang masuk pada struktur dan membentuk sendi plastis pada pilar jembatan.

Fenomena pembentukan sendi plastis yang terjadi dinyatakan dalam suatu definisi status pelelehan (*status of yielding*). Setidaknya Ada 4 tahapan pelelehan yang didefinisikan dalam program MIDAS Civil, yaitu:

- *Linear elastic* = $M < M_{cr}$ (berwarna biru)
- *1st Yield* = $M_{cr} \leq M < M_y$ (berwarna hijau)
- *2nd Yield* = $M > M_y$ (berwarna kuning)
- *3rd Yield* = $M \geq M_{ult}$ (berwarna merah)

Berdasarkan ACI-318, nilai momen retak ditentukan sebagai $M_{cr} = (f_r I_g)/y_t$. Dimana *modulus rupture* $f_r = 0.62\lambda \sqrt{f_c'}$ (Mpa) dan y_t adalah jarak centroid beton ke permukaan tarik terluar. Dengan adanya definisi tersebut, maka dapat dilihat urutan-urutan (*sequences*) terbentuknya sendi plastis pada pilar jembatan.

Status 2^{nd} Yield merupakan representasi dimana penampang beton mulai mengalami pelelehan pada baja tulangnya. Sedangkan 3^{rd} Yield merupakan keadaan dimana gaya dalam sudah melebihi kapasitas ultimitnya. Untuk dapat melihat urutan terbentuknya sendi plastis pada pilar jembatan, maka akan diberi penomoran pada pilar jembatan sebagai berikut:



Gambar 4.73 Penomoran pilar jembatan

Tabel-tabel berikut adalah perbandingan yang menunjukkan urutan-urutan terbentuknya sendi plastis pada pilar jembatan.

a) Penampang Bulat (*Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak*)

Berikut adalah tabulasi untuk pemodelan dengan definisi panjang l_p berdasarkan rumusan dari *Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak* (l_p terpendek):

Tabel 4.14 *Forming sequences - Sungjin Bae* (transversal-bulat)

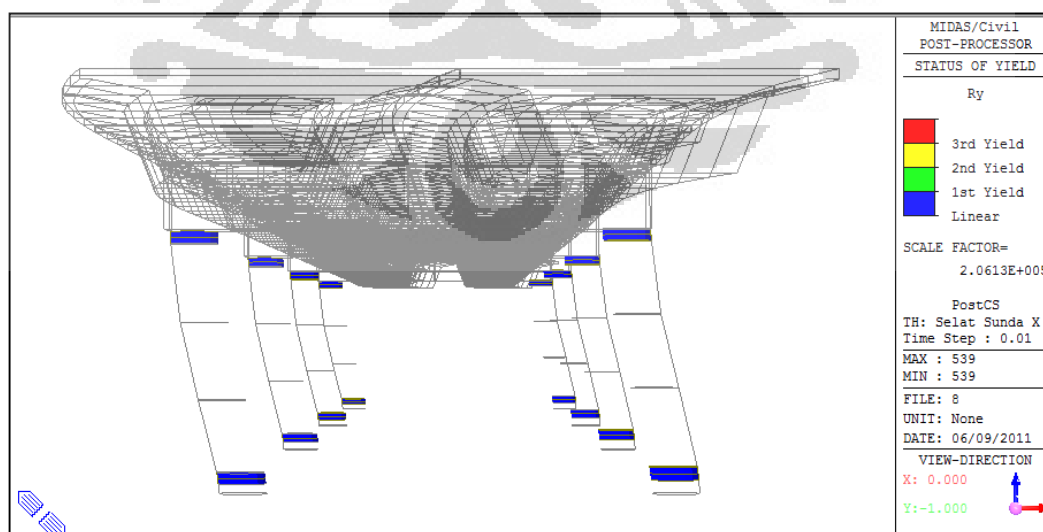
Sequence	Selat Sunda X		Garut X		Ujung Kulon X	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	3	1.23	5	2.62	Tidak Terbentuk	-
2nd	5	1.23	3	2.63	Tidak Terbentuk	-
3rd	4	1.29	4	2.89	Tidak Terbentuk	-
4th	6	1.3	6	2.89	Tidak Terbentuk	-
5th	1	1.32	1	4.88	Tidak Terbentuk	-
6th	7	1.33	7	4.88	Tidak Terbentuk	-
7th	2	2.1	2	5.26	Tidak Terbentuk	-
8th	8	2.11	8	5.27	Tidak Terbentuk	-

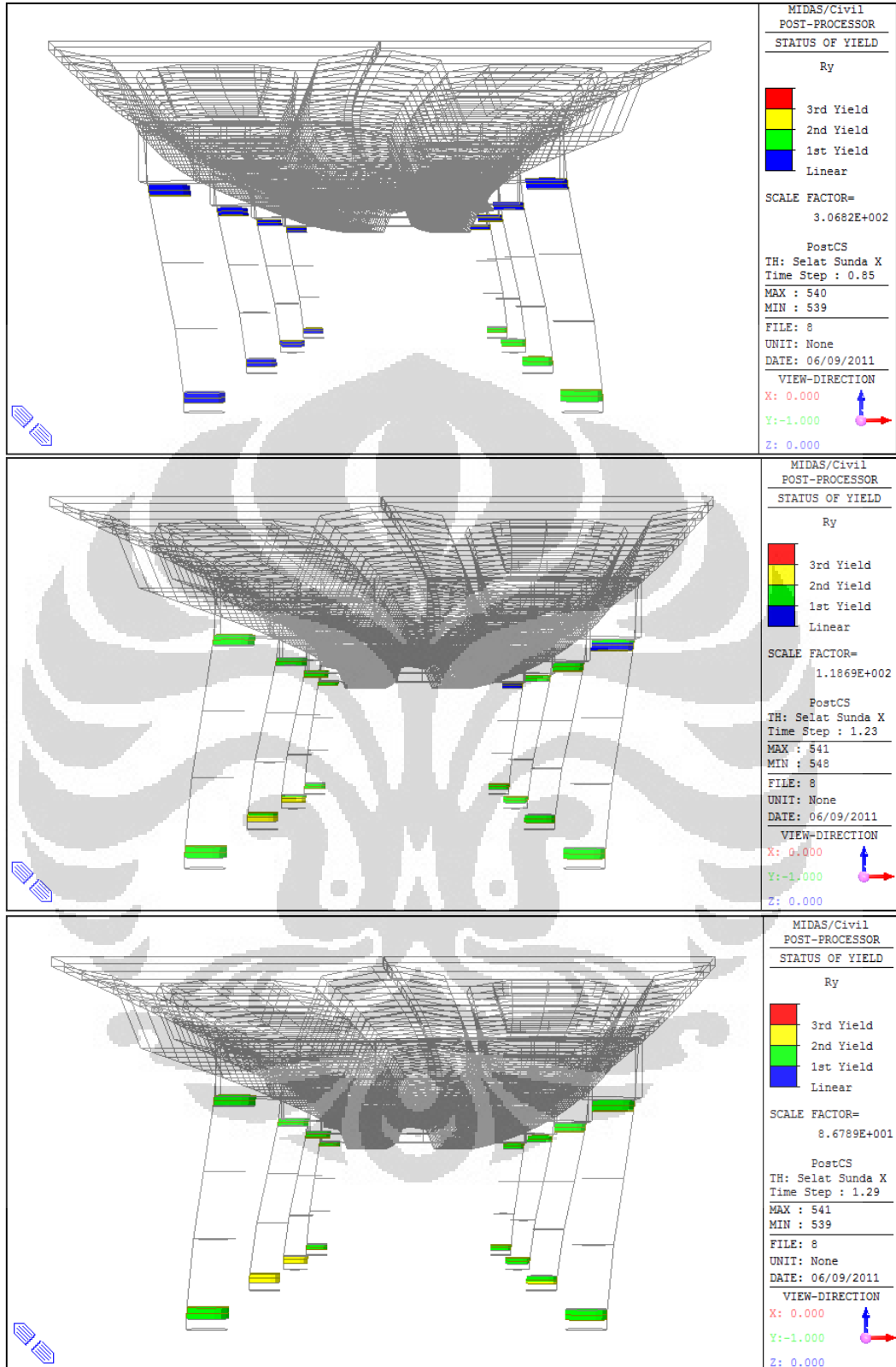
Tabel 4.15 *Forming sequences - Sungjin Bae* (logitudinal-bulat)

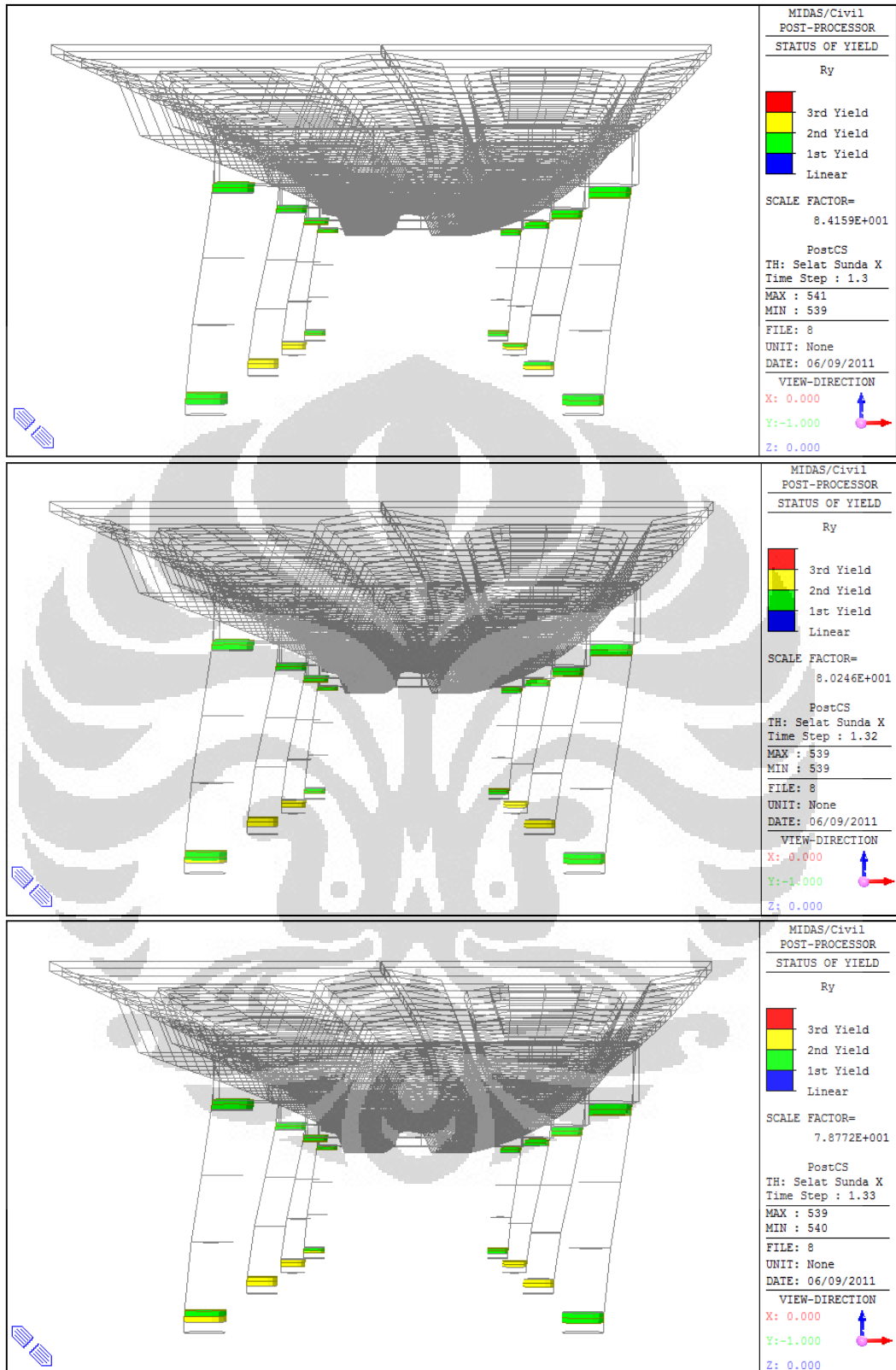
Sequence	Selat Sunda Y		Garut Y		Ujung Kulon Y	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	1	0.45	7	1.87	Tidak Terbentuk	-
2nd	2	0.45	8	1.87	Tidak Terbentuk	-
3rd	3	0.52	1	2.25	Tidak Terbentuk	-
4th	4	0.52	2	2.25	Tidak Terbentuk	-
5th	7	0.94	3	5.81	Tidak Terbentuk	-
6th	8	0.94	4	5.81	Tidak Terbentuk	-
7th	5	0.98	5	6.07	Tidak Terbentuk	-
8th	6	0.98	6	6.07	Tidak Terbentuk	-

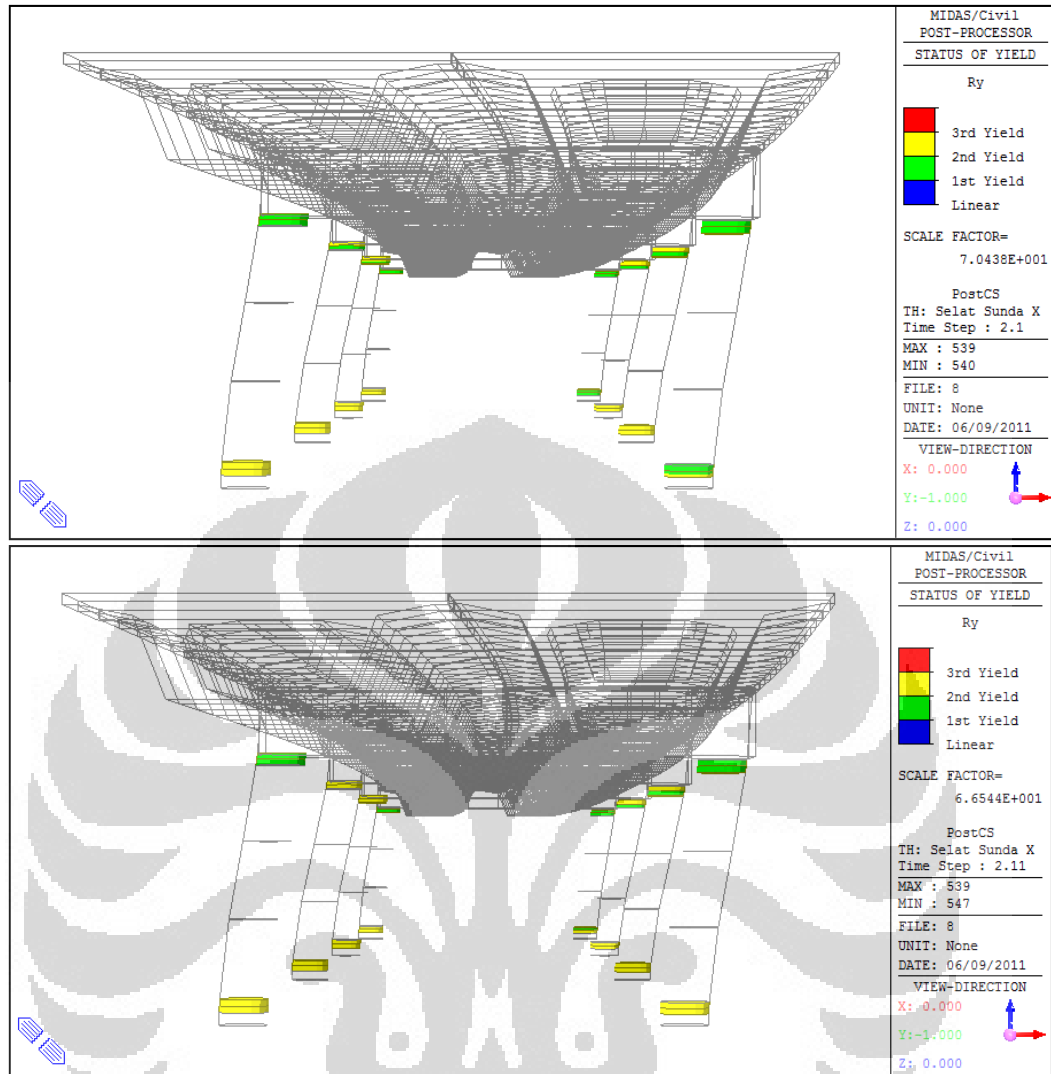
Dari dua tabulasi di atas, untuk pemodelan dengan definisi panjang sendi plastis berdasarkan *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak*, diketahui bahwa sendi plastis terbentuk pada saat gempa Selat Sunda dan Garut arah transversal dan longitudinal bekerja pada struktur. Namun sendi plastis tidak terjadi pada saat gempa Ujung Kulon bekerja pada struktur. Terlihat dari urutan terbentuknya sendi plastis, untuk gempa arah transversal, pelelehan bermula dari pilar tengah (3 dan 5). Sedangkan pembentukan sendi plastis untuk beban arah longitudinal diawali dari pilar-pilar ujung jembatan (1 dan 7).

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah transversal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:



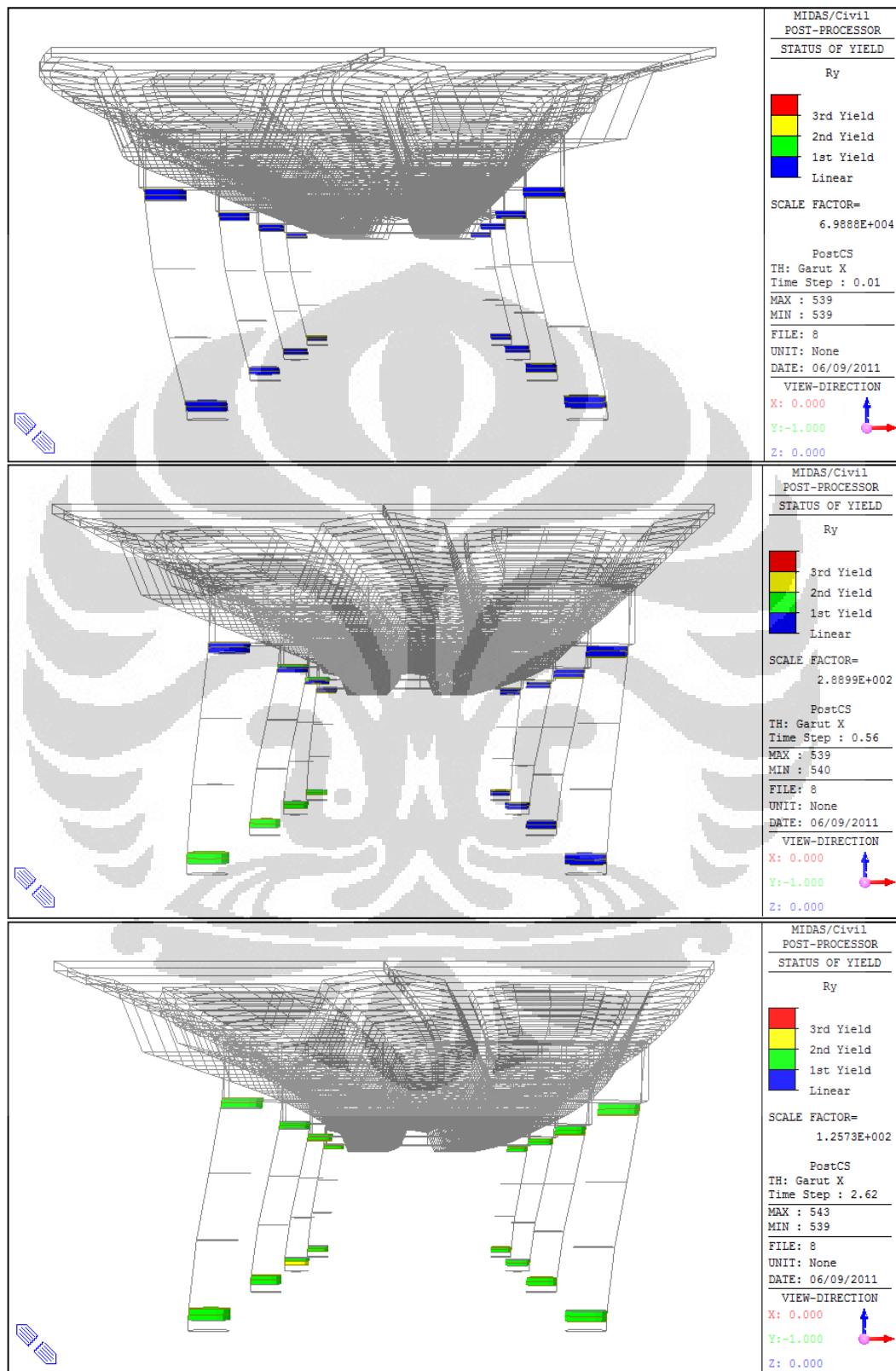


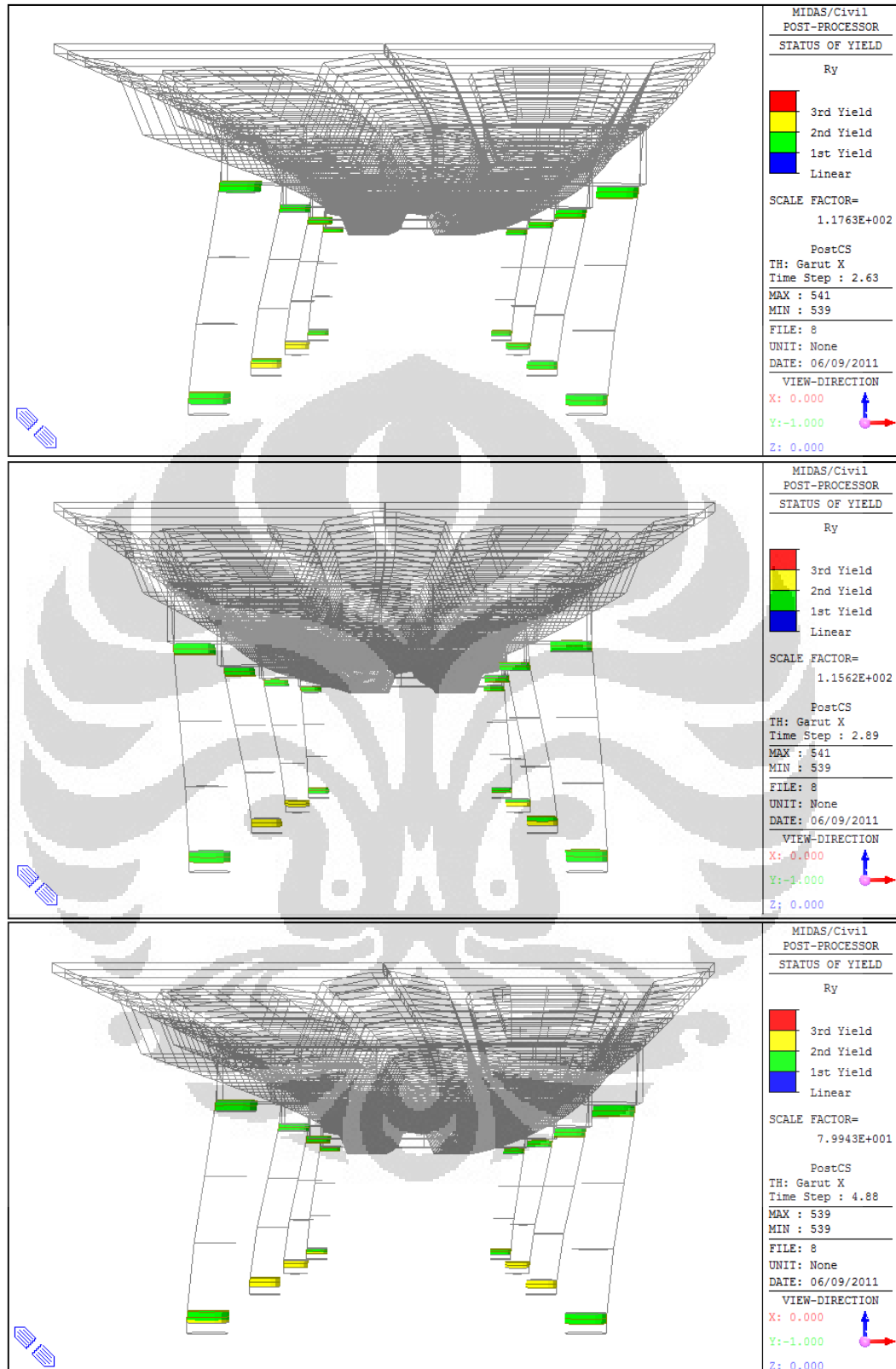


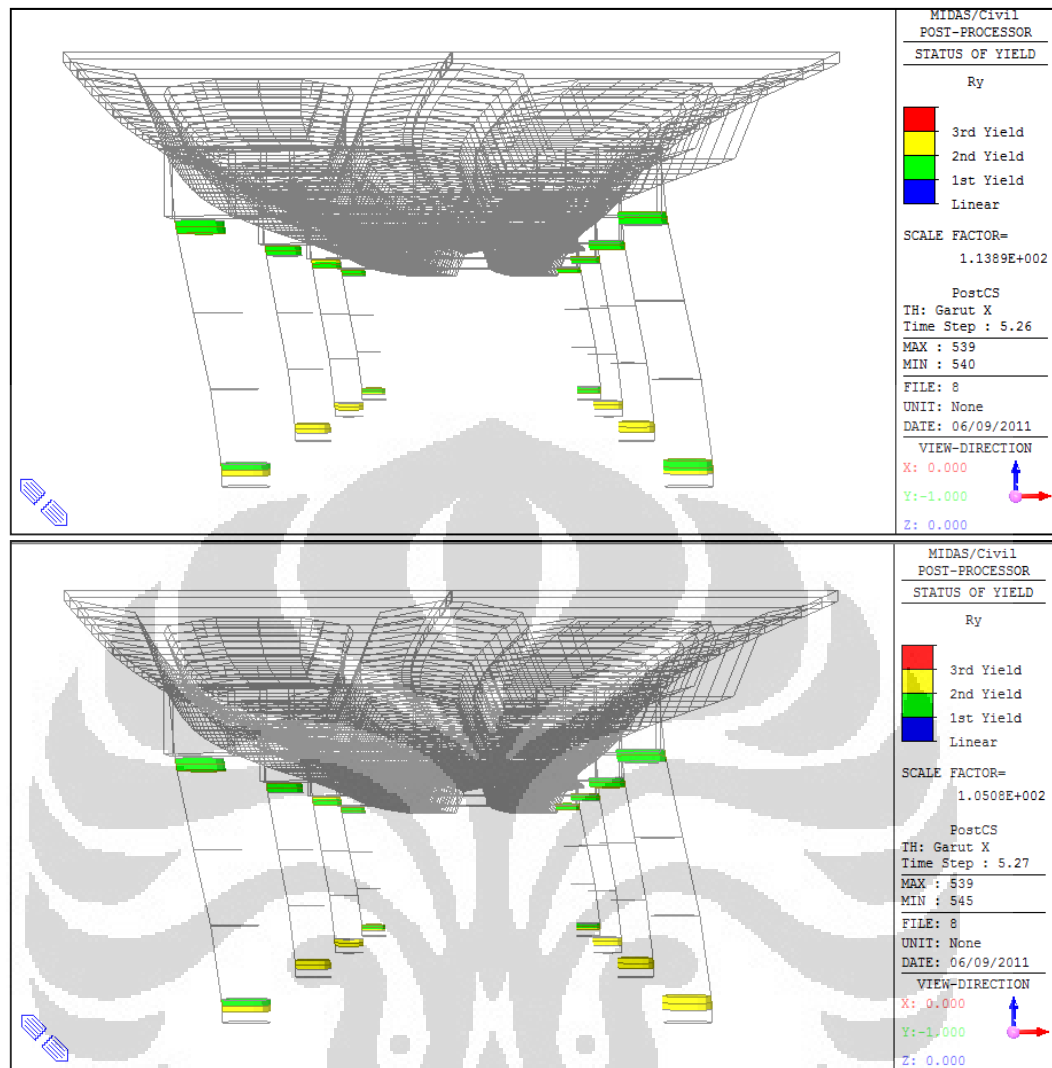


Gambar 4.74 *Forming sequences* – *Sungjin Bae* (Selat Sunda X-Bulat)

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Garut dalam arah transversal:

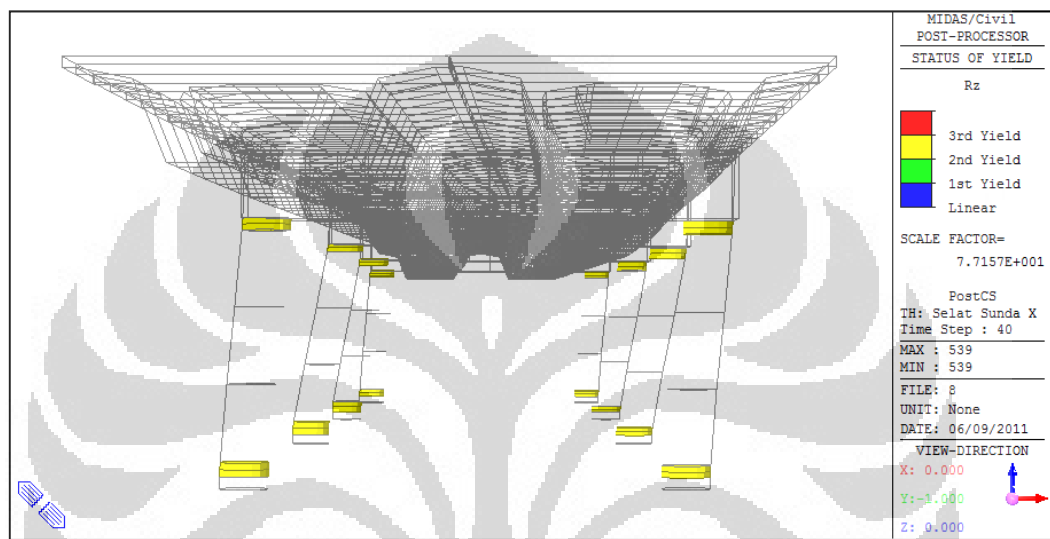




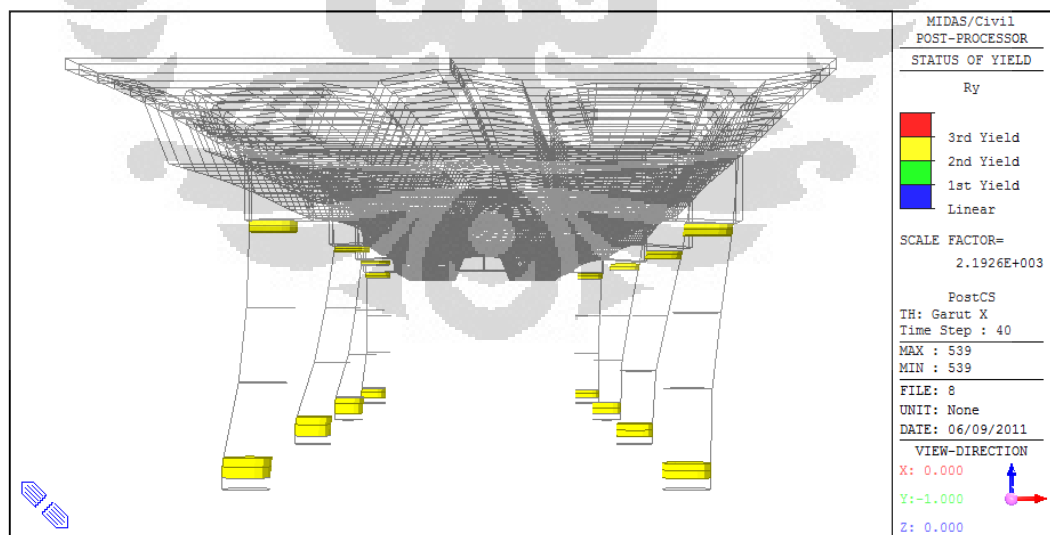


Gambar 4.75 Forming sequences – Sungjin Bae (Garut X- Bulat)

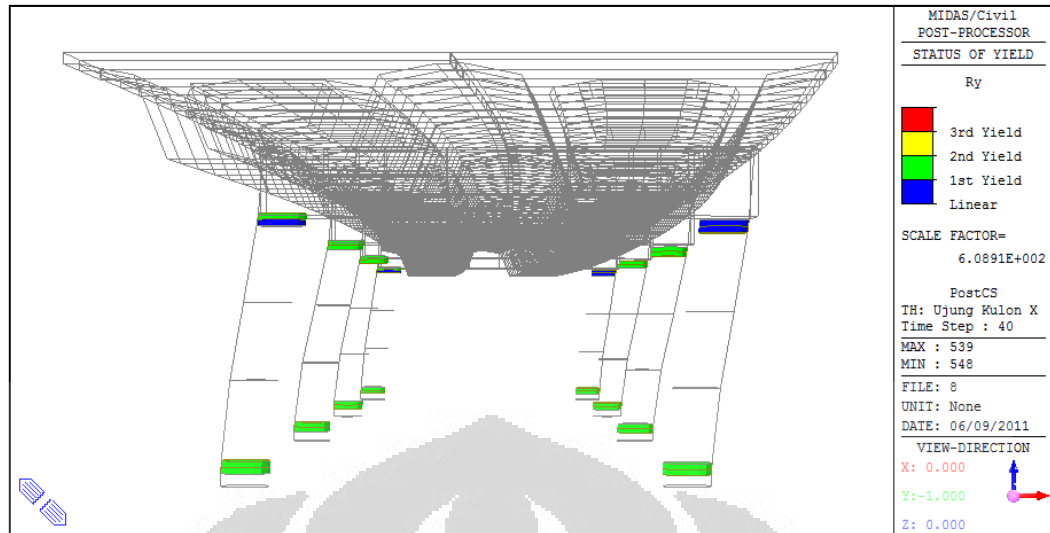
Gempa yang berasal dari Ujung Kulon arah transversal tidak menyebabkan pelelehan pada elemen nonlinear pilar jembatan. Hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya. Untuk melihat kondisi terakhir yang terjadi pada struktur pada detik ke-40, maka gambar-gambar berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa transversal.



Gambar 4.76 *Final condition* – Sungjin Bae (Selat Sunda X- Bulat)



Gambar 4.77 *Final condition* – Sungjin Bae (Garut X- Bulat)

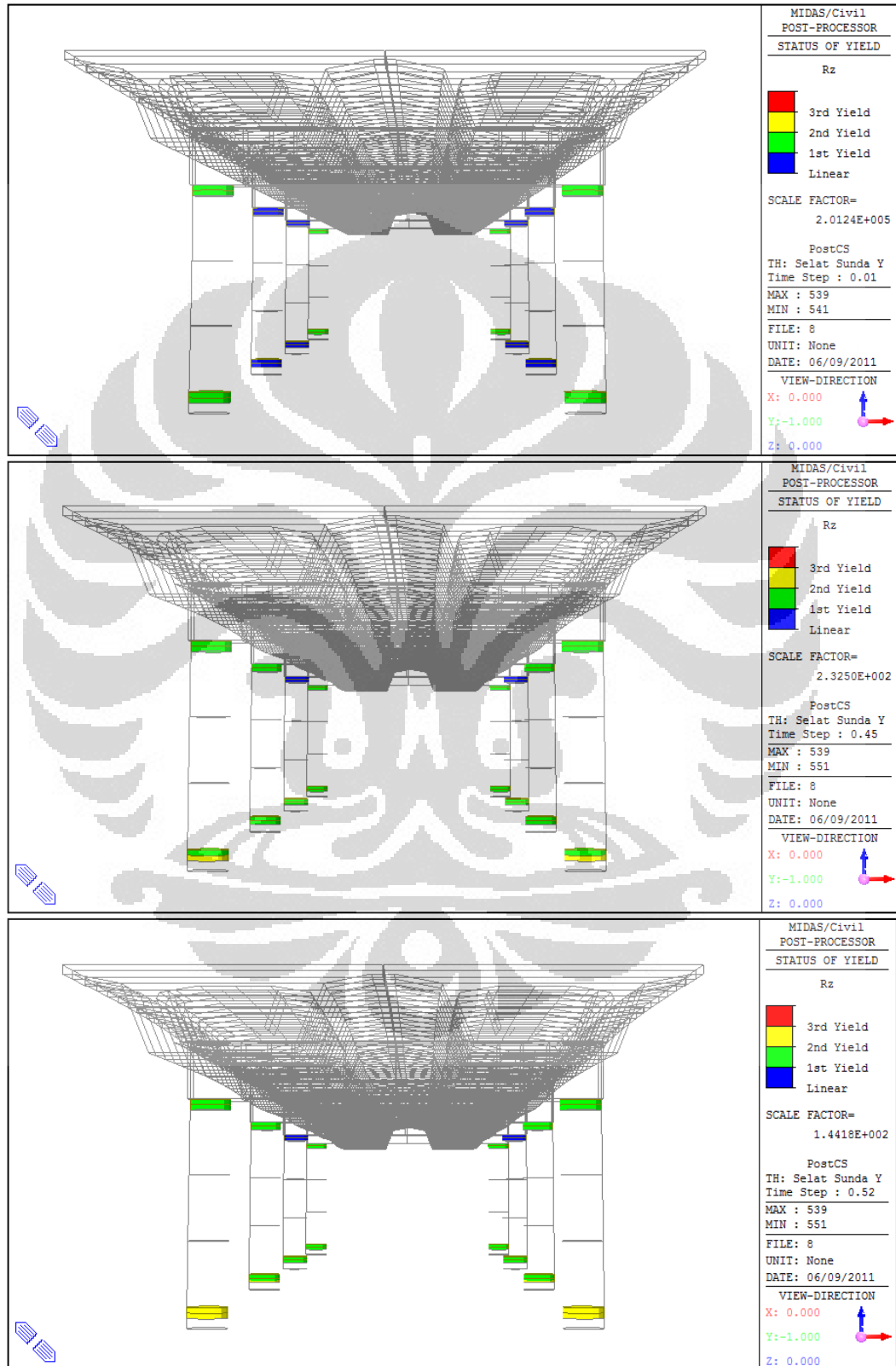


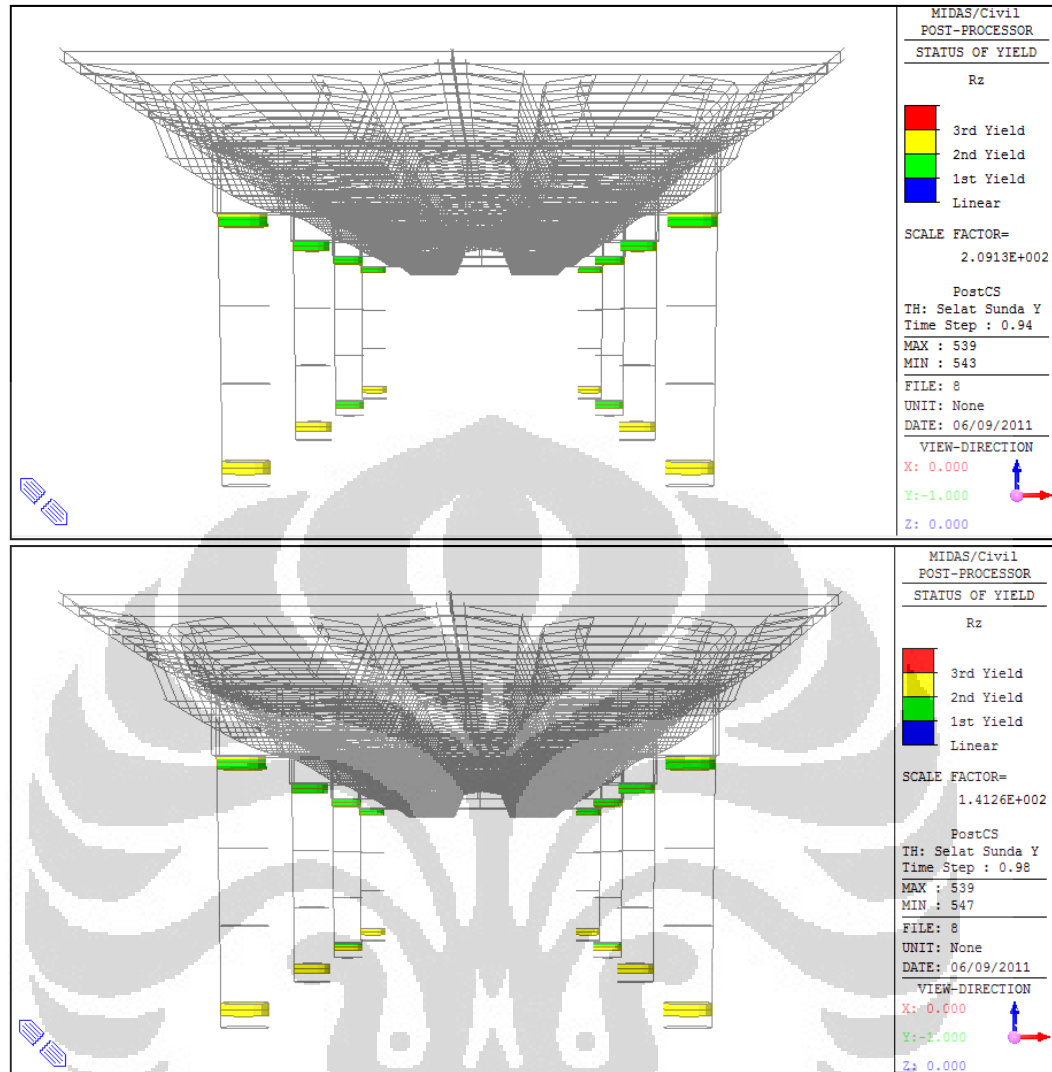
Gambar 4.78 *Final condition* – *Sungjin Bae* (Ujung Kulon X- Bulat)

Berdasarkan kondisi terakhir atau *final condition* struktur untuk tiap pembebanan gempa di atas, maka dapat dikatakan bahwa untuk gempa Selat Sunda dalam arah transversal, seluruh potensial sendi plastis mengalami pelelehan. Hal yang sama juga terjadi pada saat gempa Garut transversal bekerja pada struktur. Potensi sendi plastis sepanjang l_p berdasarkan rumusan dari *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak* mengalami pelelehan secara 100%.

Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah transversal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelelehan. Sebagian besar potensi sendi plastis hanya mengalami peretakan saja, disamping ada juga beberapa bagian yang masih berada dalam keadaan linear (berwarna biru).

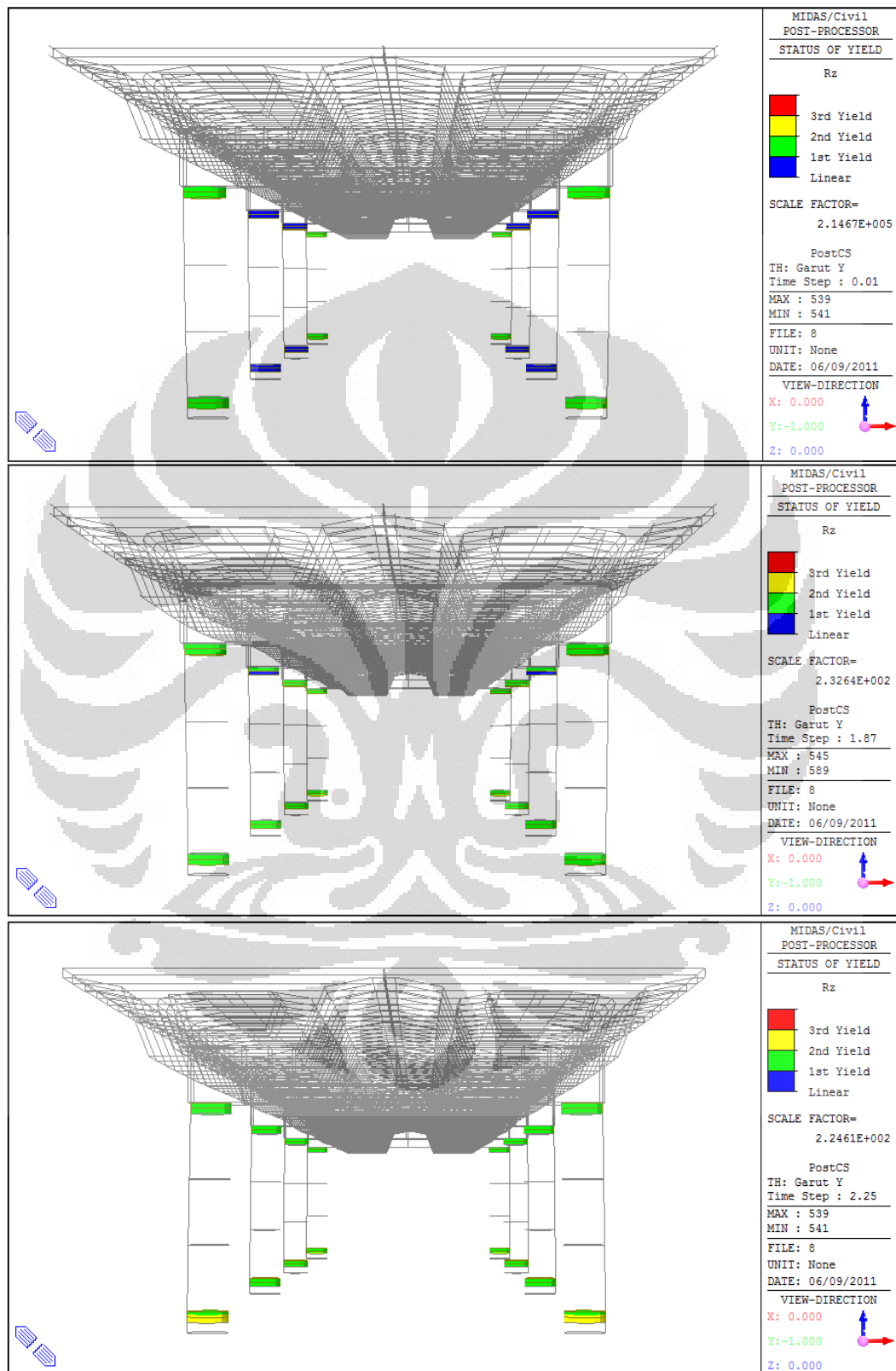
Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:

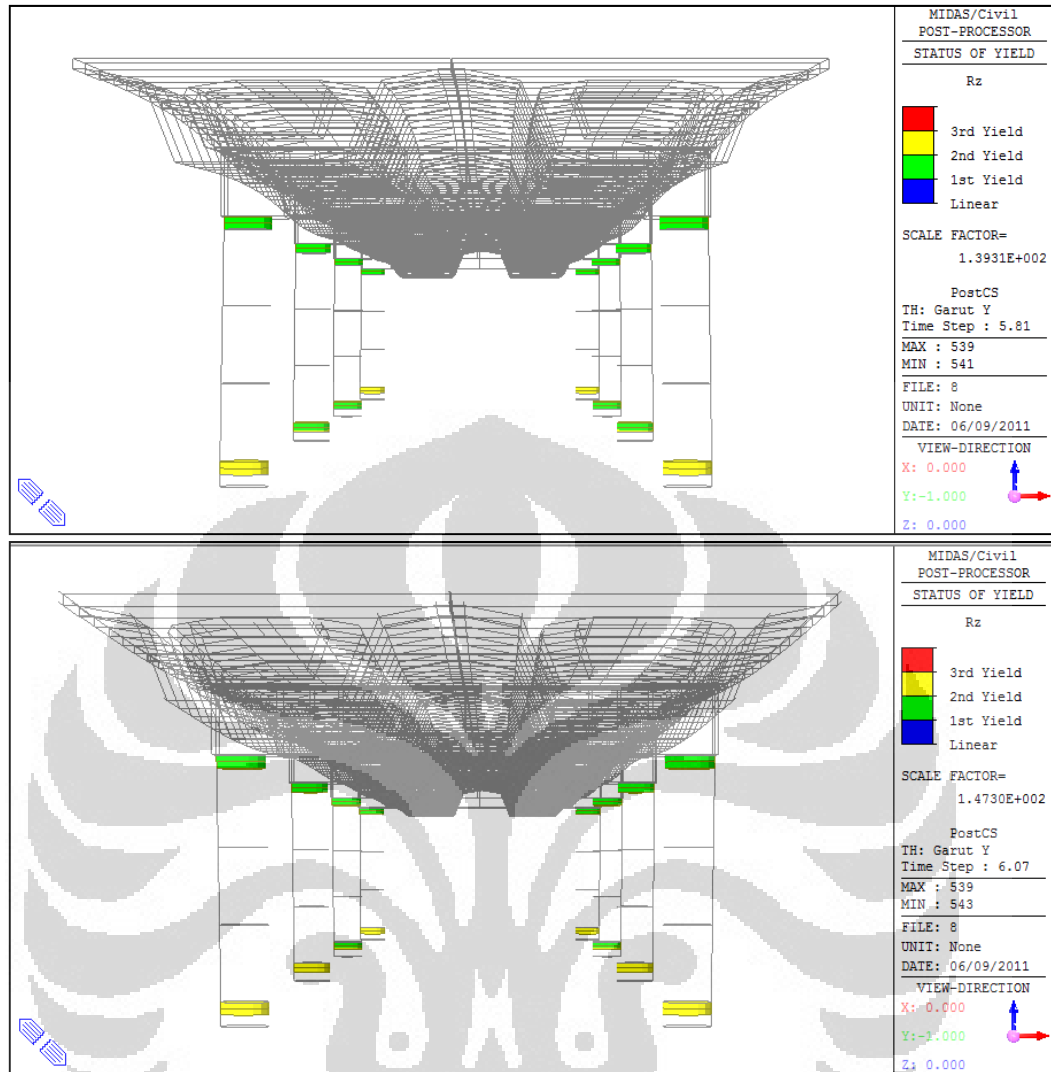




Gambar 4.79 *Forming sequences* – *Sungjin Bae* (Selat Sunda Y- Bulat)

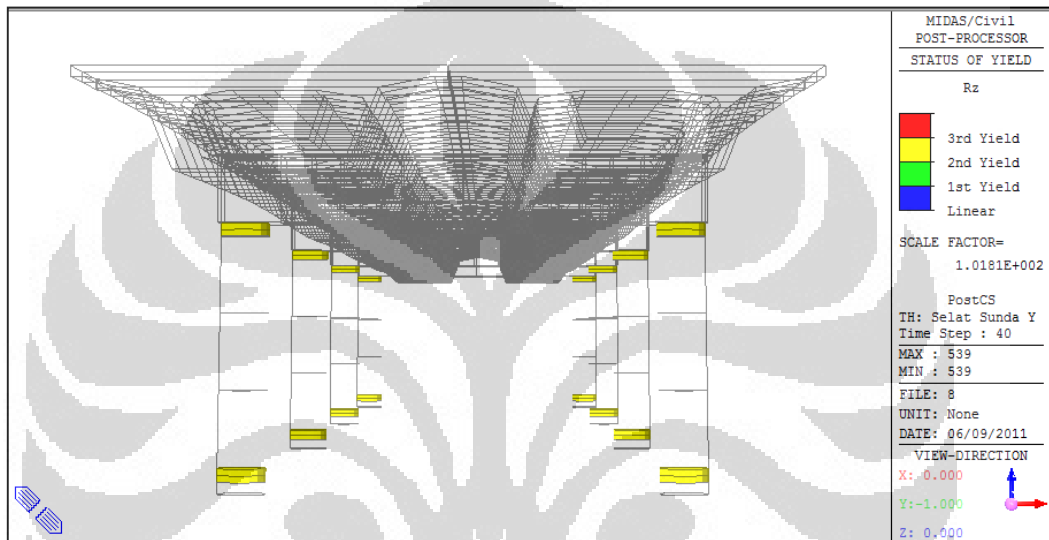
Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Garut dalam arah longitudinal:



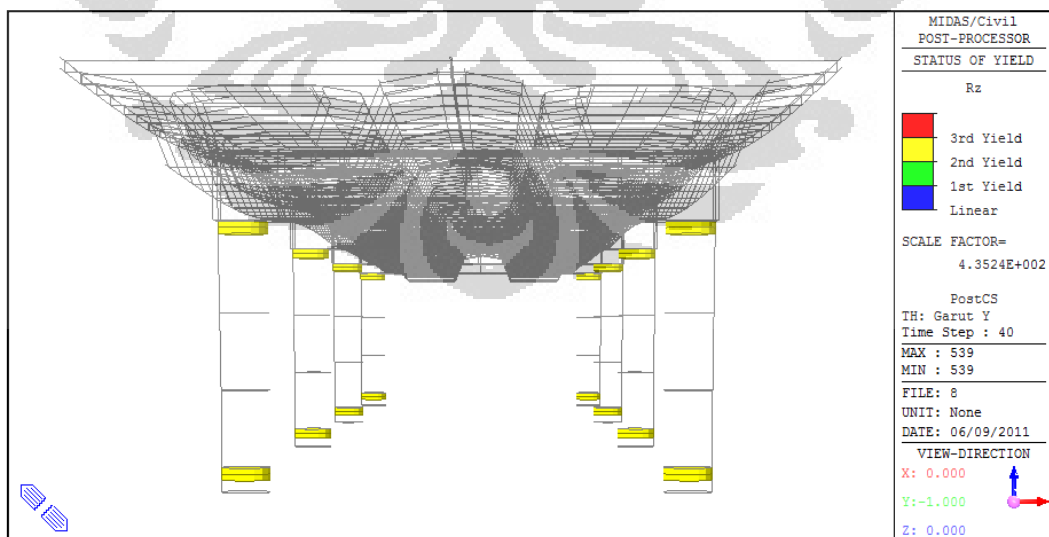


Gambar 4.80 *Forming sequences* – Sungjin Bae (Garut Y- Bulat)

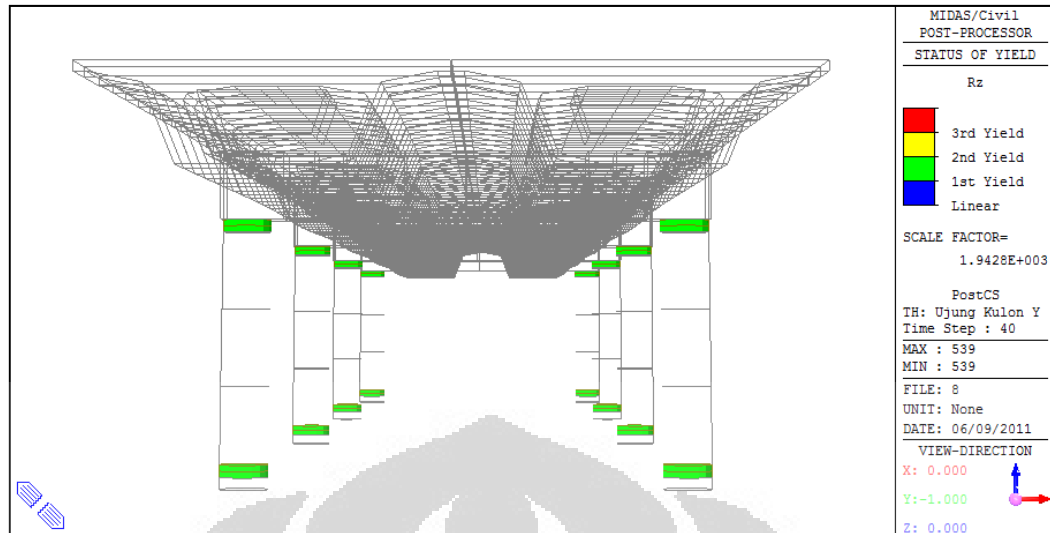
Gempa yang berasal dari Ujung Kulon dalam arah longitudinal juga tidak menyebabkan pelelehan pada elemen pilar jembatan. Sama seperti pada pembahasan dalam arah transversal sebelumnya, hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya. Untuk melihat kondisi terakhir yang terjadi pada struktur pada detik ke-40, maka gambar-gambar berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa longitudinal.



Gambar 4.81 *Final condition* – Sungjin Bae (Selat Sunda Y- Bulat)



Gambar 4.82 *Final condition* – Sungjin Bae (Garut Y- Bulat)



Gambar 4.83 *Final condition* – *Sungjin Bae* (Ujung Kulon Y- Bulat)

Berdasarkan kondisi terakhir atau *final condition* struktur untuk tiap pembebanan gempa arah longitudinal di atas, maka dapat dikatakan bahwa untuk pembebanan gempa Selat Sunda, seluruh potensi sendi plastis mengalami pelelehan tingkat dua. Hal yang sama terjadi pada saat gempa Garut longitudinal bekerja pada struktur. Potensi sendi plastis sepanjang l_p berdasarkan rumusan dari *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak* mengalami pelelehan sebanyak 100%.

Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah longitudinal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelelehan. Seluruh potensi sendi plastis hanya mengalami retak saja (ditunjukkan dengan warna hijau). Bila dibandingkan dengan gempa Ujung Kulon dalam arah transversal, tampak bahwa dalam arah longitudinal terjadi peretakan yang lebih banyak. Hal ini sebenarnya dimungkinkan karena kondisi awal (*initial condition*) pembebanan struktur dalam arah longitudinal yang sudah membuat pilar-pilar ujung mengalami retak.

b) Penampang Bulat (*ATC/MCEER Joint Venture*)

Berikut adalah tabulasi untuk pemodelan dengan definisi panjang l_p berdasarkan rumusan dari *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang):

Tabel 4.16 *Forming sequences – ATC/MCEER* (transversal-bulat)

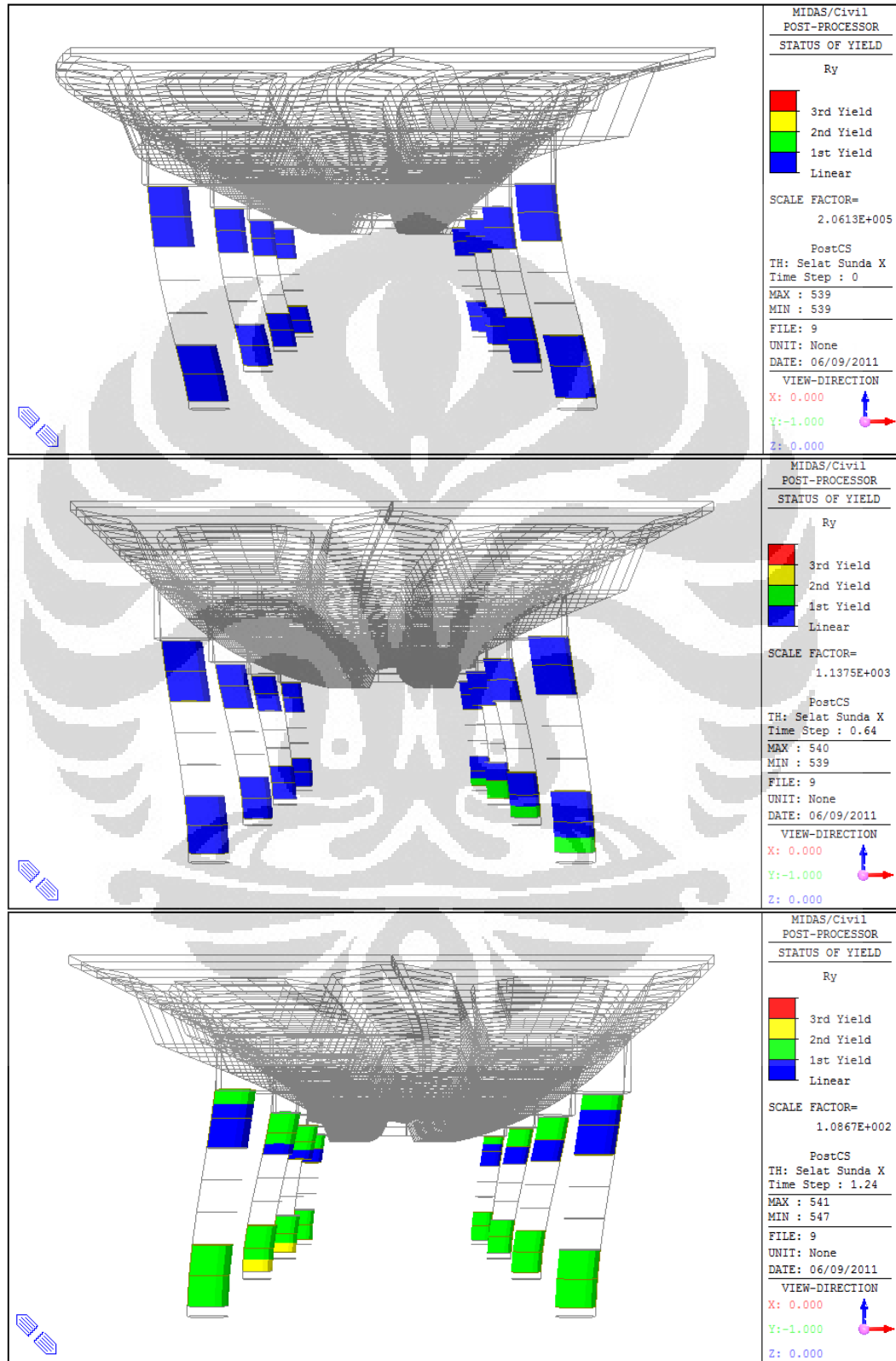
Sequence	Selat Sunda X		Garut X		Ujung Kulon X	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	3	1.24	5	2.64	Tidak Terbentuk	-
2nd	5	1.24	3	2.65	Tidak Terbentuk	-
3rd	4	1.31	4	2.89	Tidak Terbentuk	-
4th	6	1.32	6	2.89	Tidak Terbentuk	-
5th	1	2.09	2	5.28	Tidak Terbentuk	-
6th	7	2.09	8	5.3	Tidak Terbentuk	-
7th	2	2.12	1	5.92	Tidak Terbentuk	-
8th	8	2.12	7	5.93	Tidak Terbentuk	-

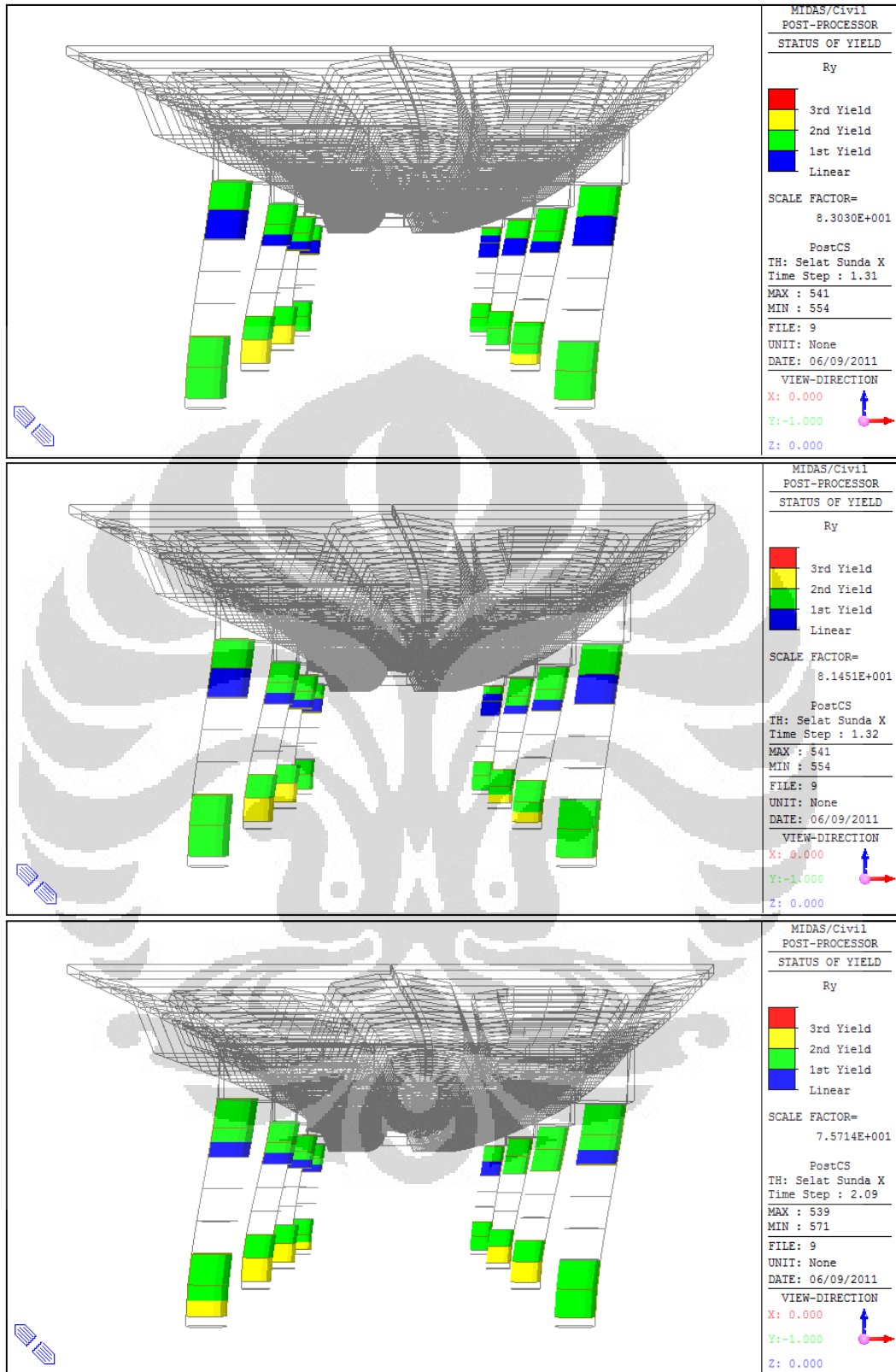
Tabel 4.17 *Forming sequences - ATC/MCEER* (logitudinal-bulat)

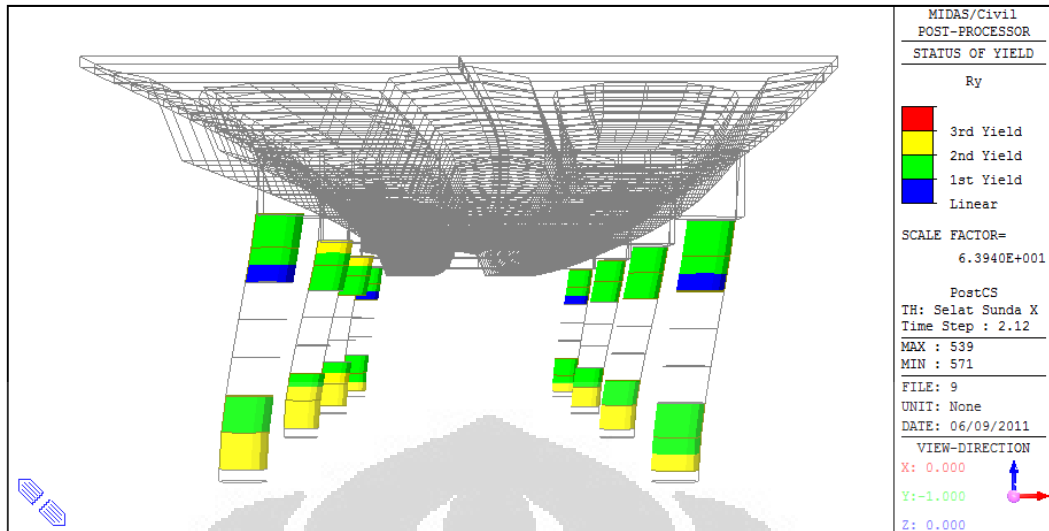
Sequence	Selat Sunda Y		Garut Y		Ujung Kulon Y	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	1	0.49	1	2.28	Tidak Terbentuk	-
2nd	2	0.49	2	2.28	Tidak Terbentuk	-
3rd	3	0.55	7	3.49	Tidak Terbentuk	-
4th	4	0.55	8	3.49	Tidak Terbentuk	-
5th	7	0.96	5	6.08	Tidak Terbentuk	-
6th	8	0.96	6	6.08	Tidak Terbentuk	-
7th	5	1	3	6.55	Tidak Terbentuk	-
8th	6	1	4	6.55	Tidak Terbentuk	-

Dari dua tabulasi di atas, untuk pemodelan dengan definisi panjang sendi plastis berdasarkan rumusan *ATC/MCEER Joint Venture*, diketahui bahwa sendi plastis terbentuk pada saat gempa Selat Sunda dan Garut arah transversal dan longitudinal bekerja pada struktur. Namun sendi plastis tidak terjadi pada saat bekerja gempa Ujung Kulon. Terlihat dari urutan terbentuknya sendi plastis, untuk gempa arah transversal, pelelehan bermula dari pilar tengah (3 dan 5). Sedangkan pembentukan sendi plastis untuk beban arah longitudinal diawali dari pilar-pilar ujung jembatan (pilar nomor 1).

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah transversal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:

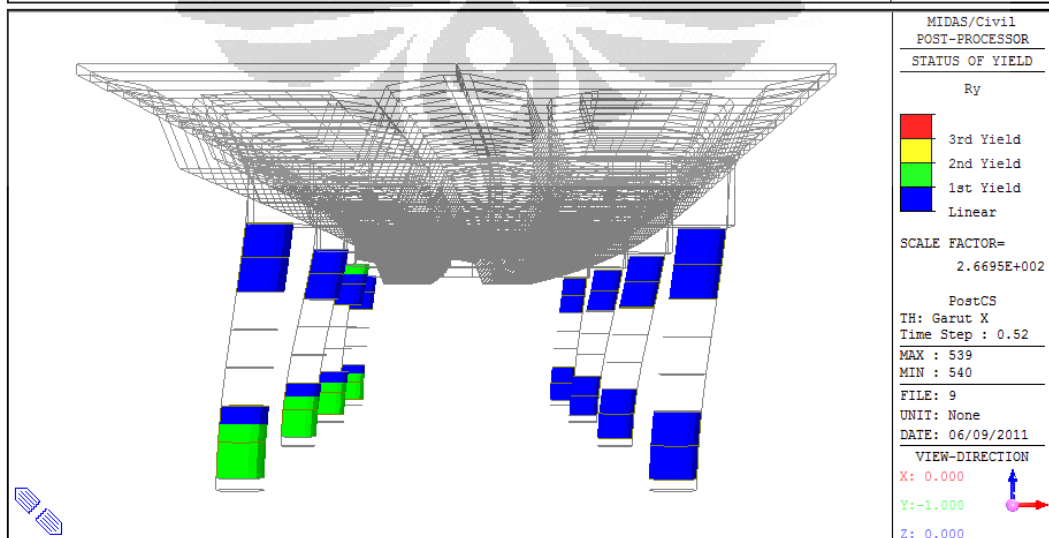
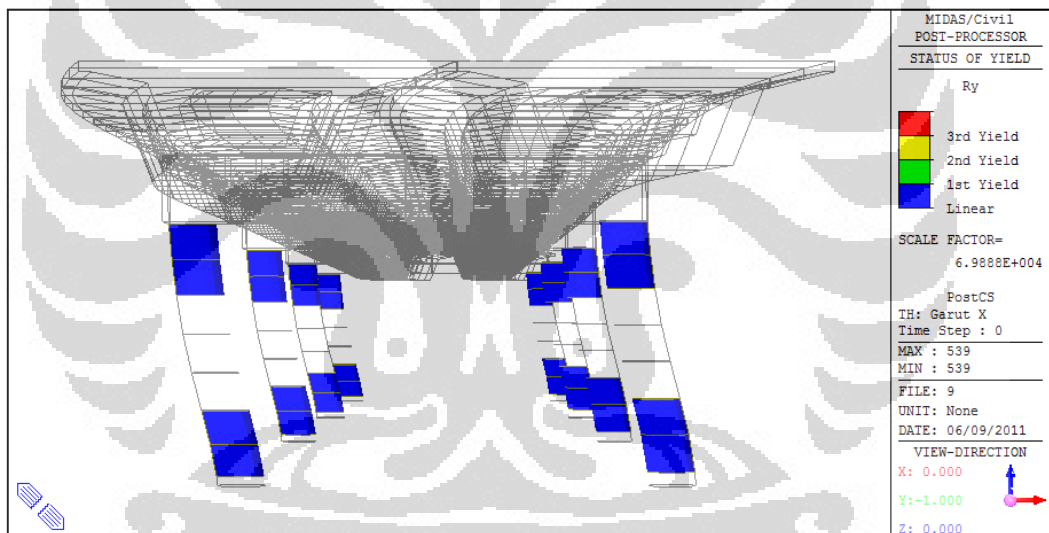


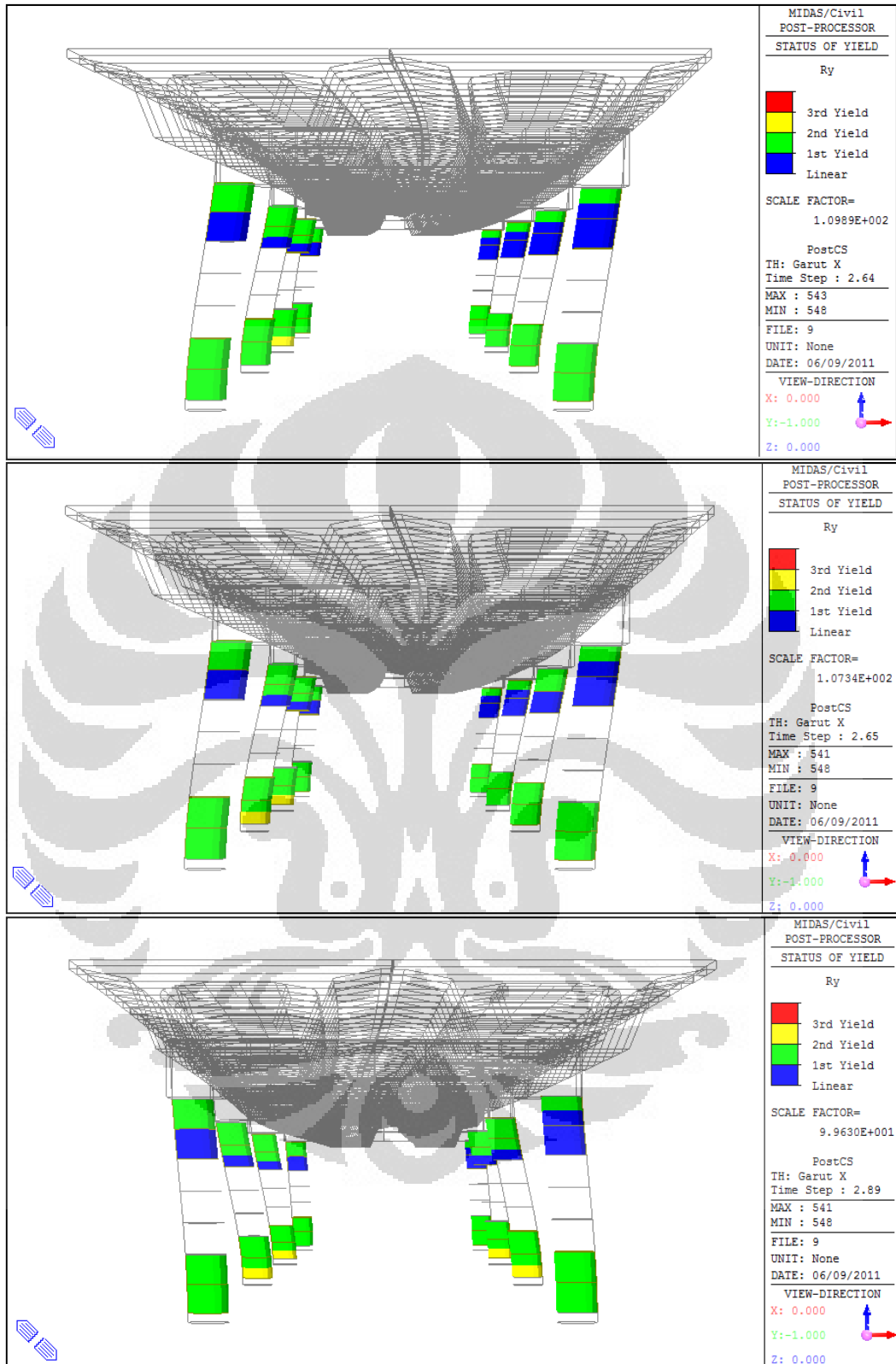


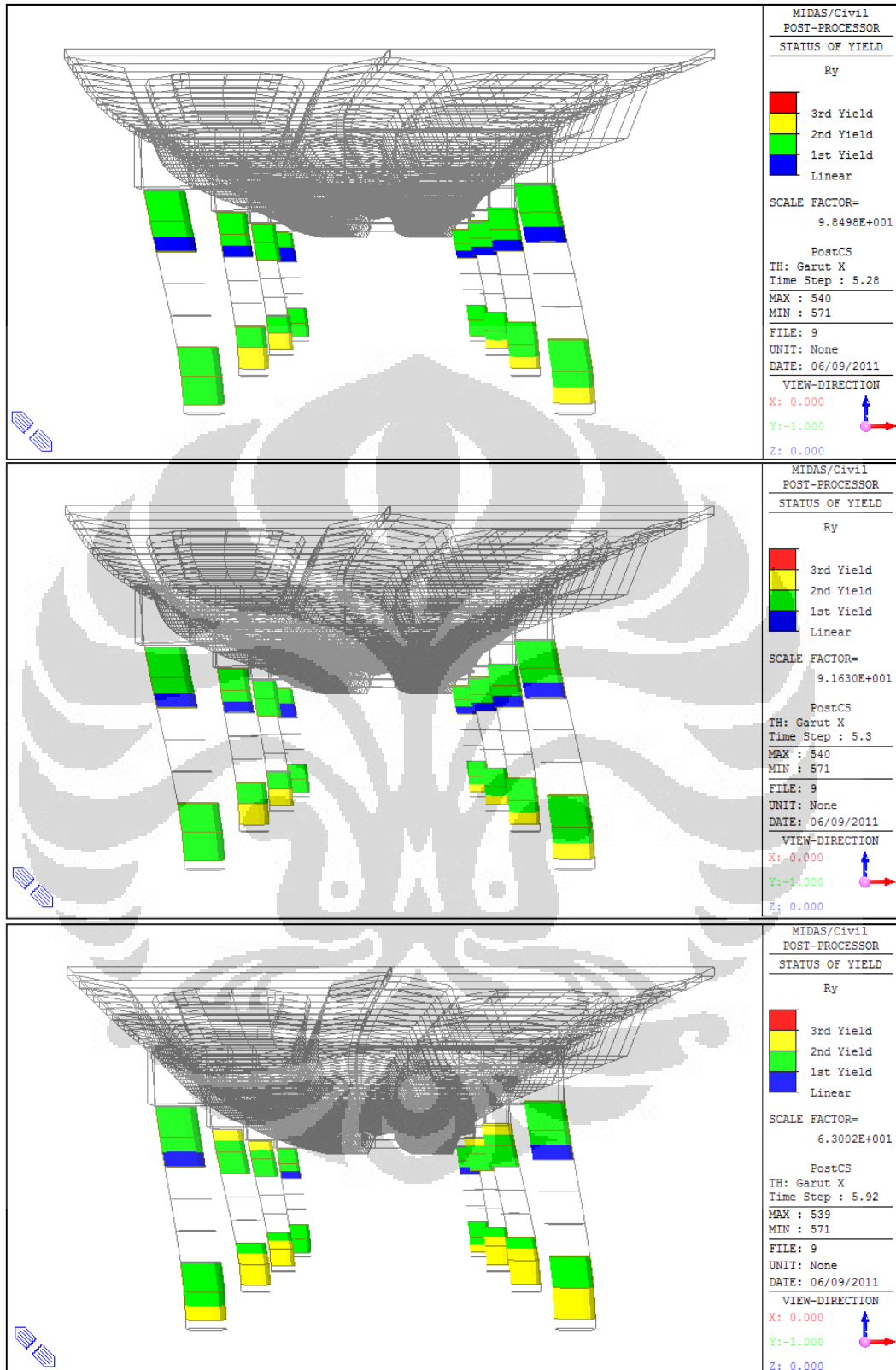


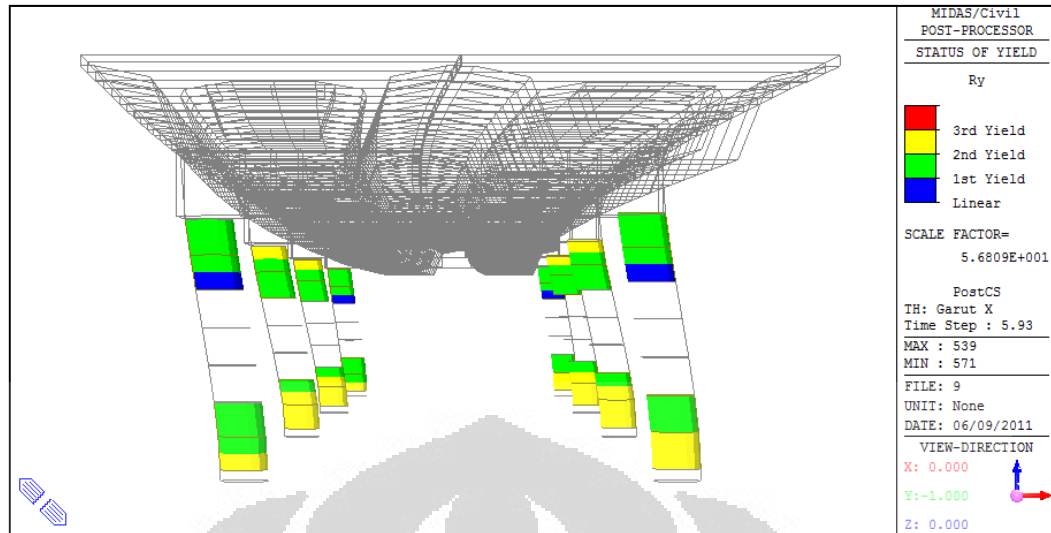
Gambar 4.84 *Forming sequences – ATC/MCEER (Selat Sunda X- Bulat)*

Berikut ini adalah urutan terbentuknya sendi plastis pada gempa Garut X:



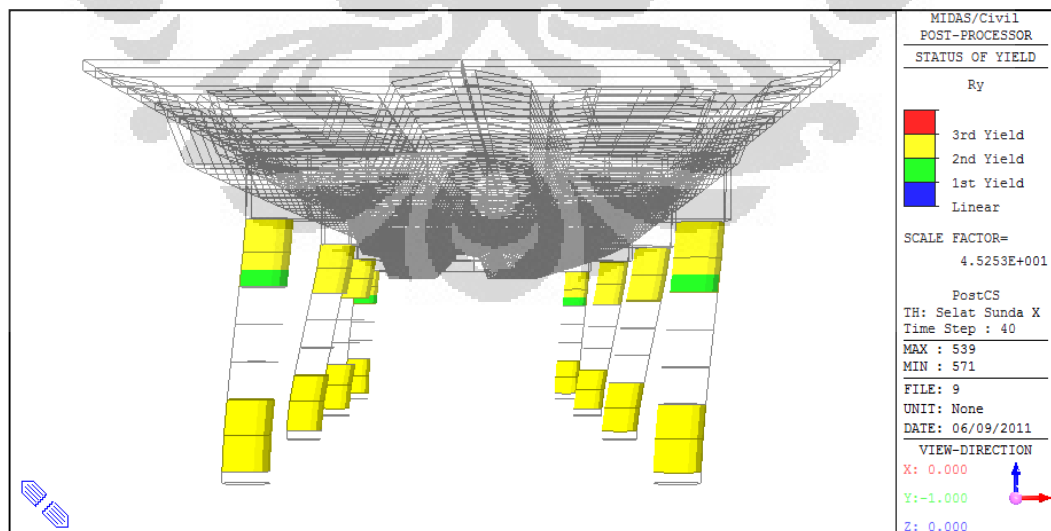




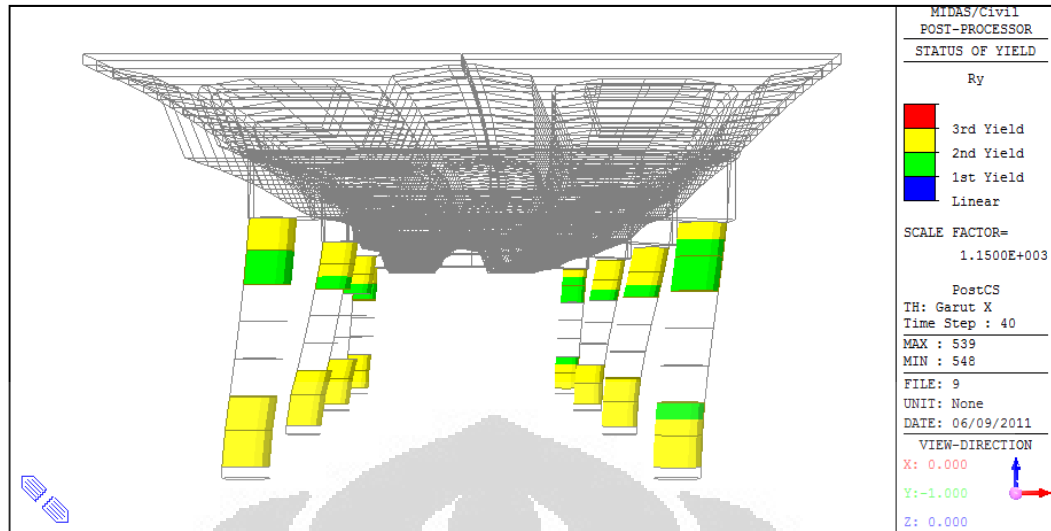


Gambar 4.85 *Forming sequences* – *ATC/MCEER* (Garut X- Bulat)

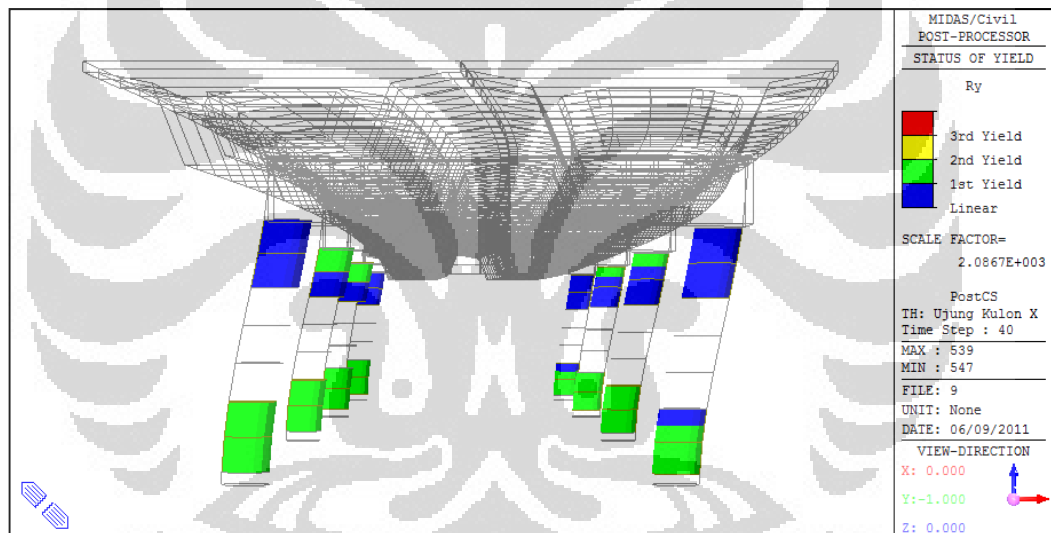
Pada pemodelan berdasarkan definisi sendi plastis dari *ATC/MCEER*, gempa yang berasal dari Ujung Kulon dalam arah transversal tidak menyebabkan pelelehan pada elemen pilar jembatan. Hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya. Untuk melihat kondisi terakhir yang terjadi pada struktur pada detik ke-40, maka gambar-gambar berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa transversal.



Gambar 4.86 *Final condition* – *ATC/MCEER* (Selat Sunda X- Bulat)



Gambar 4.87 *Final condition – ATC/MCEER (Garut X- Bulat)*

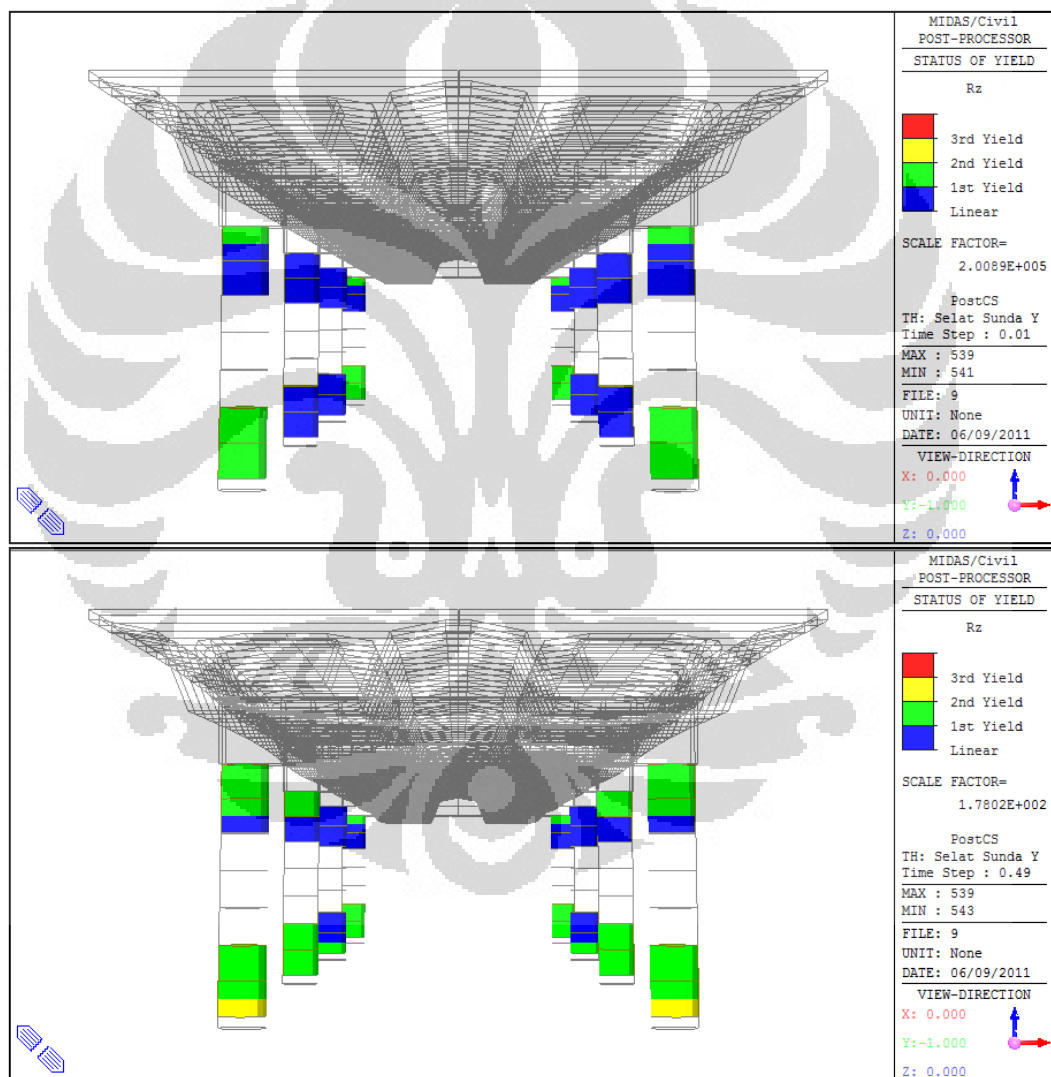


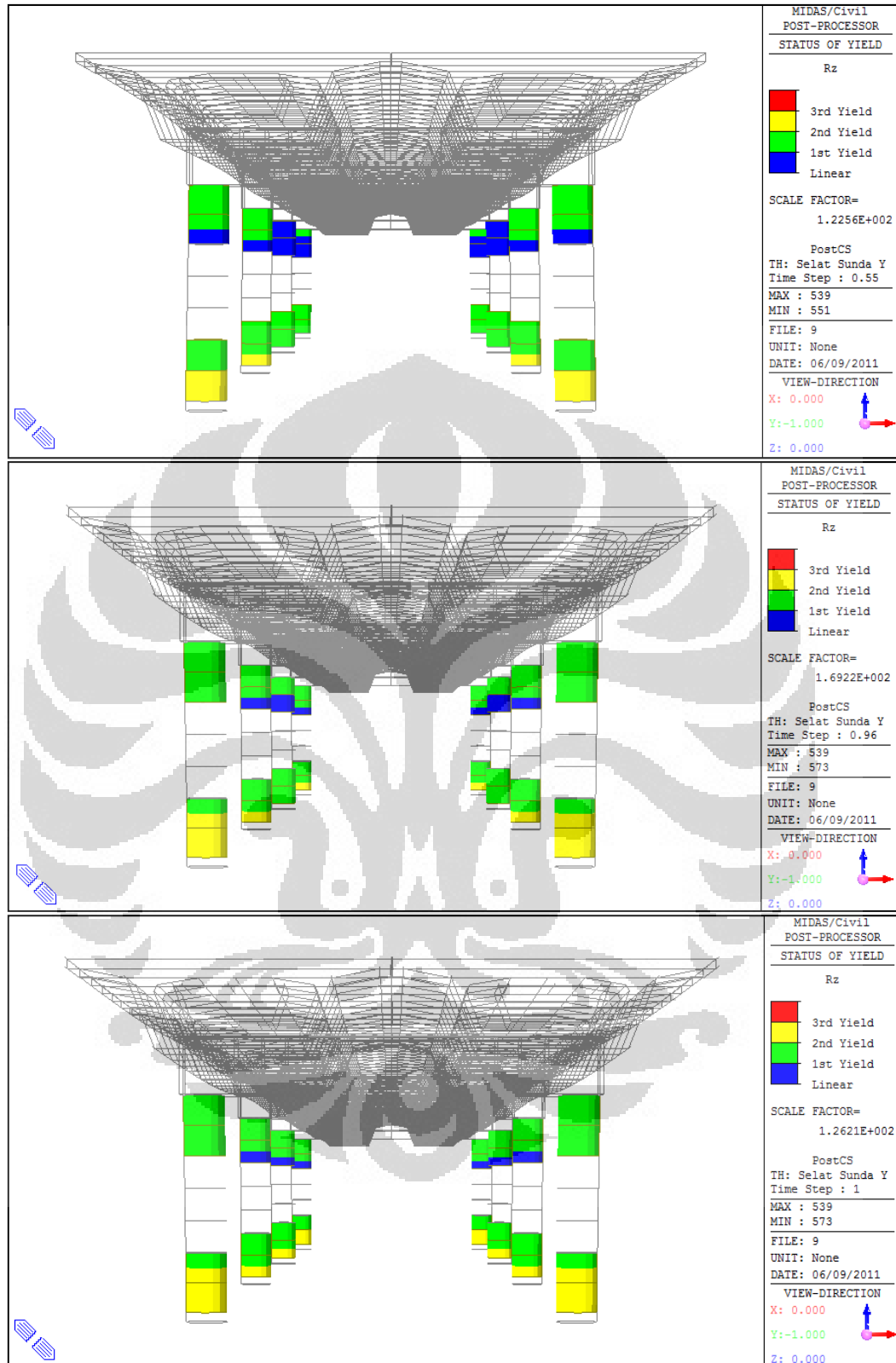
Gambar 4.88 *Final condition – ATC/MCEER (Ujung Kulon X- Bulat)*

Berdasarkan kondisi terakhir atau *final condition* struktur untuk tiap pembebanan gempa di atas, maka dapat dikatakan bahwa untuk gempa Selat Sunda dalam arah transversal, hampir seluruh potensial sendi plastis mengalami pelelehan. Pada saat gempa Selat Sunda transversal bekerja pada struktur, tercatat sebanyak 93.75% potensi sendi plastis mengalami pelelehan. Adapun pada pilar-pilar ujung bagian atas hanya mengalami pelelehan sebanyak $\frac{3}{4}$ bagian. Pelelehan juga terjadi pada saat gempa Garut transversal bekerja pada struktur. Sebanyak 75% potensi sendi plastis mengalami pelelehan. Panjang sendi plastis yang terbentuk bervariasi dari $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$, dan 1 bagian panjang l_p .

Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah transversal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelelehan. Sebagian besar potensi sendi plastis hanya mengalami peretakan saja, disamping ada juga beberapa bagian yang masih berada dalam keadaan linear (berwarna biru).

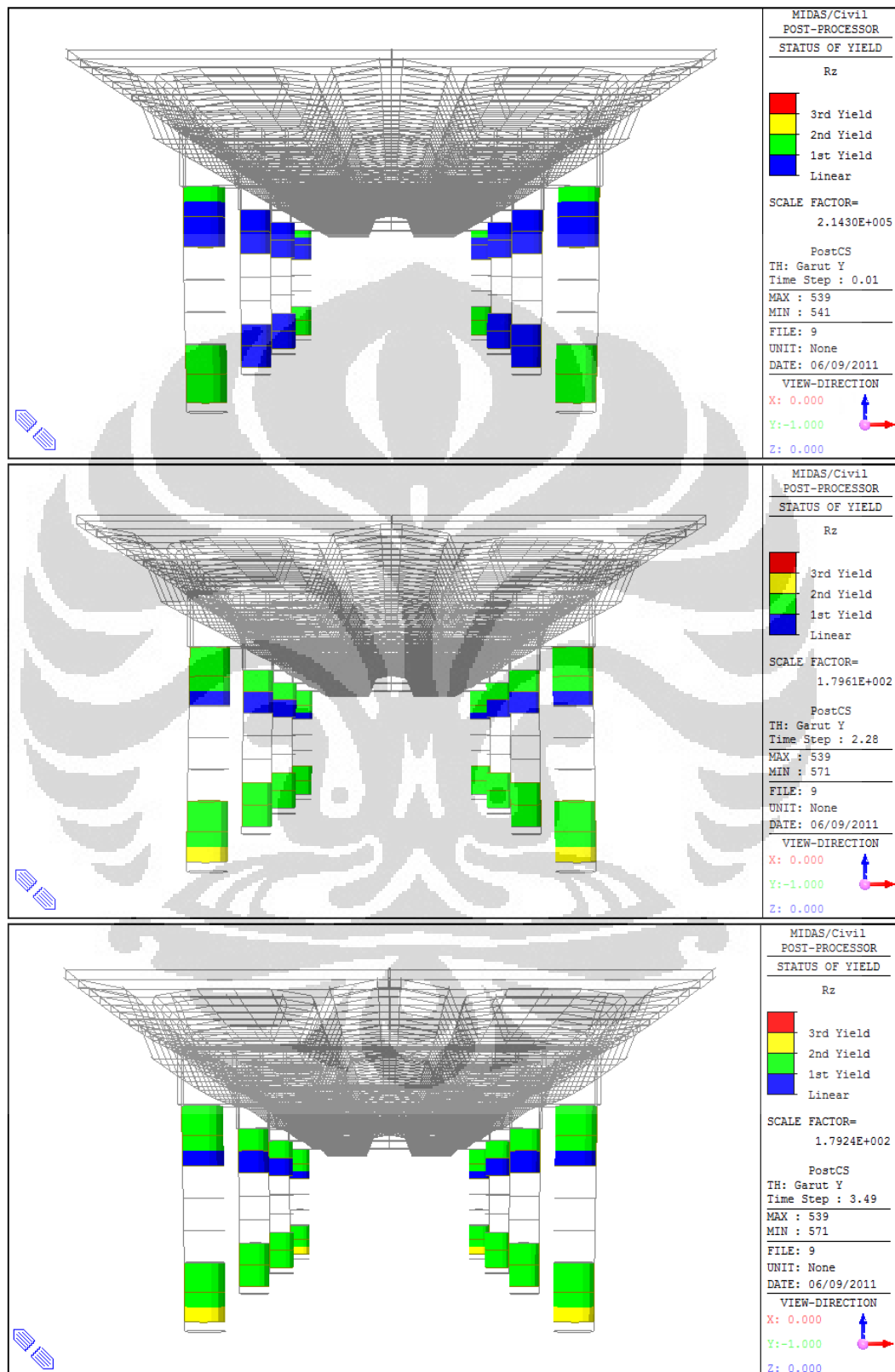
Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:

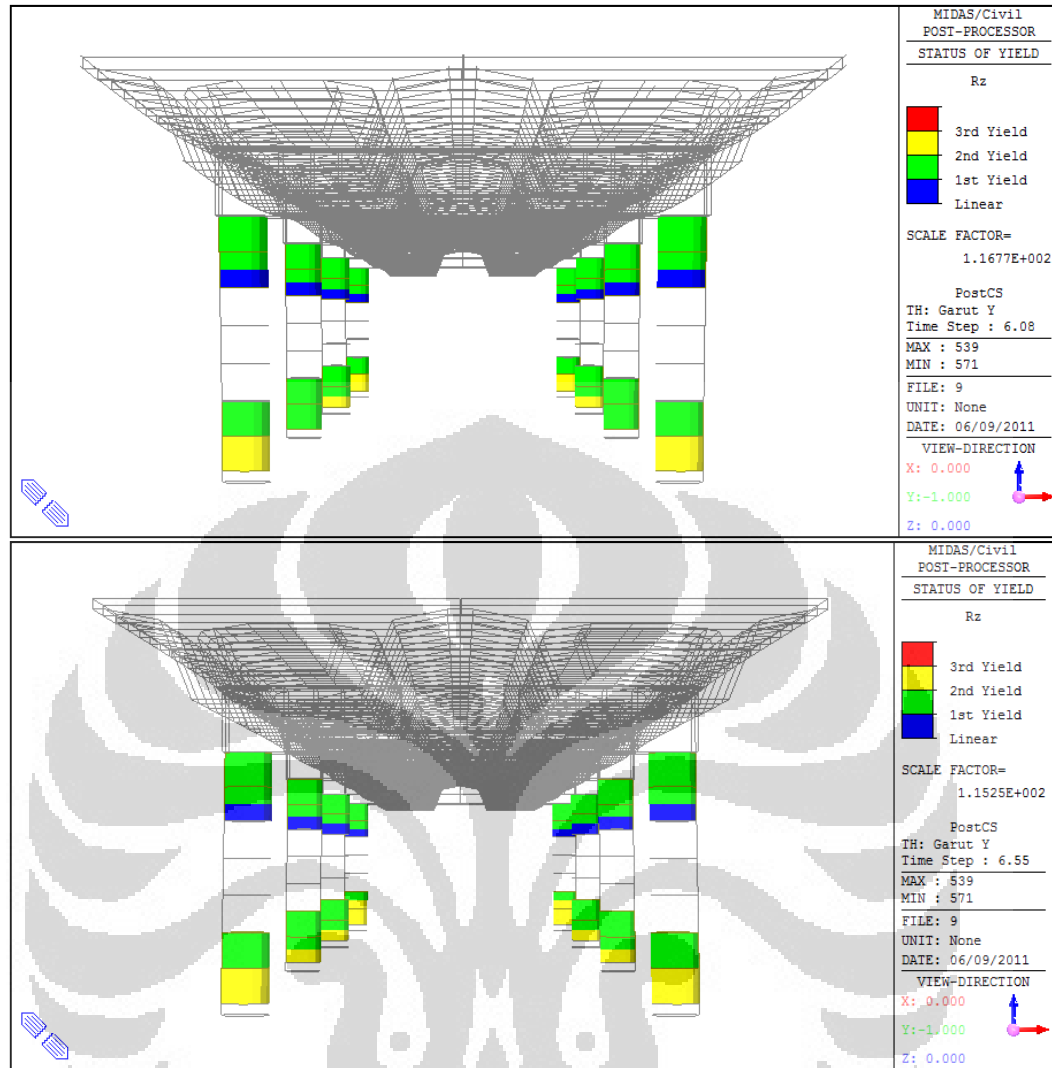




Gambar 4.89 *Forming sequences* – ATC/MCEER (Selat Sunda Y- Bulat)

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Garut dalam arah longitudinal:

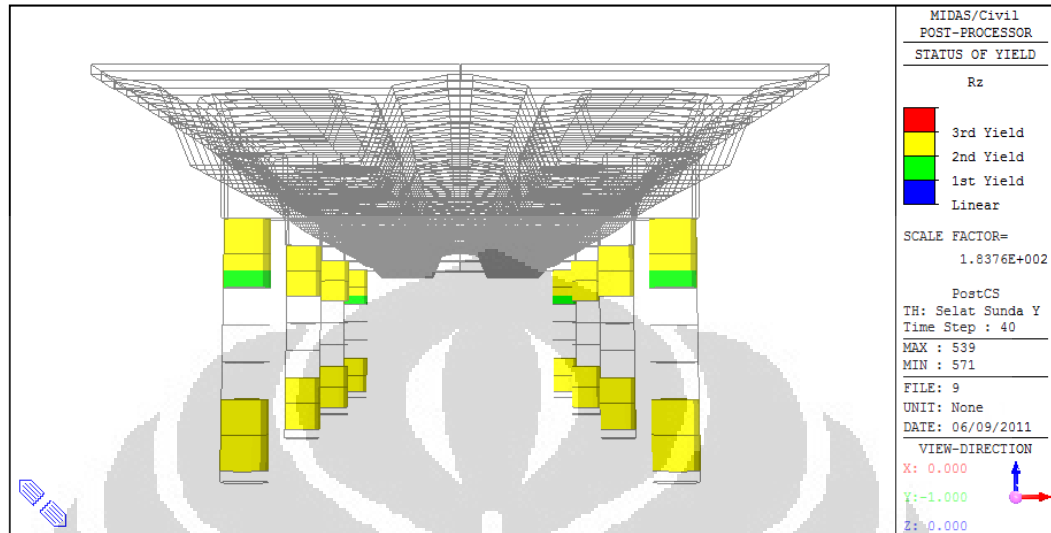




Gambar 4.90 *Forming sequences* – *ATC/MCEER* (Garut Y- Bulat)

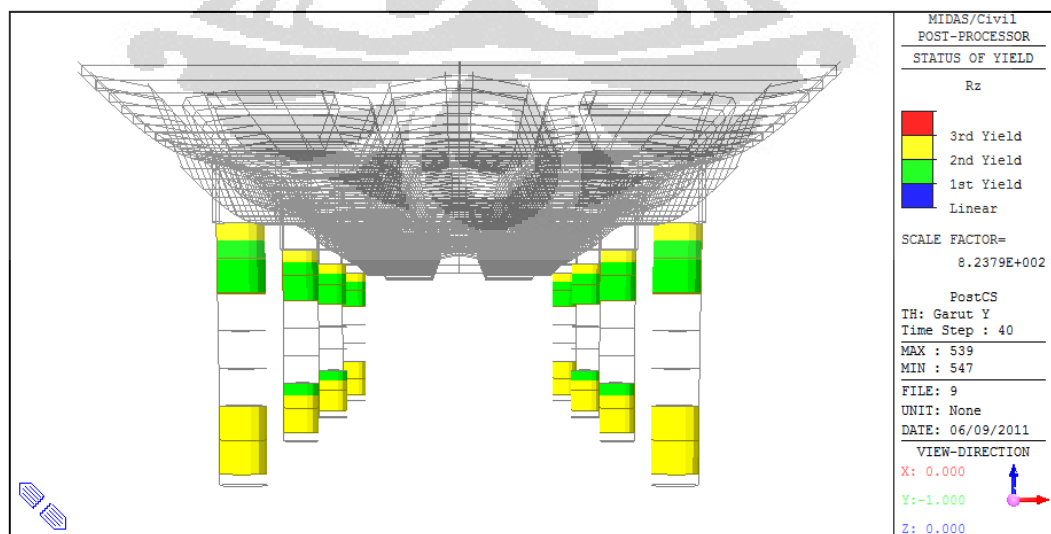
Pola pembentukkan sendi plastis untuk Gempa Selat Sunda dan Garut dalam arah longitudinal diawali oleh pelelehan dari pilar-pilar ujung jembatan. Sebagian besar pelelehan pada pilar kiri dan kanan terjadi pada detik yang bersamaan. Pada pemodelan berdasarkan definisi sendi plastis dari *ATC/MCEER*, gempa yang berasal dari Ujung Kulon dalam arah longitudinal tidak menyebabkan pelelehan pada elemen pilar jembatan. Hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya.

Untuk melihat kondisi terakhir yang terjadi pada struktur pada detik ke-40, maka gambar-gambar berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa longitudinal.



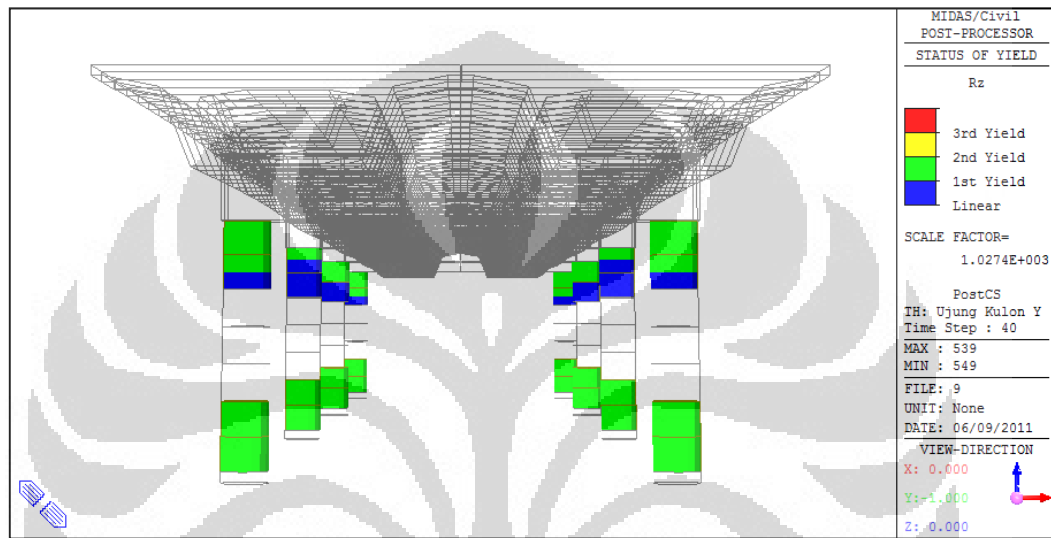
Gambar 4.91 *Final condition* – ATC/MCEER (Selat Sunda Y- Bulat)

Gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal membuat struktur jembatan mengalami pelelehan pada hampir seluruh bagian potensi sendi plastisnya. Sebanyak 93.75% potensi sendi plastis mengalami pelelehan. Panjang sendi plastis yang dihasilkan akibat beban gempa ini pun terjadi di sepanjang bagian penempatan l_p , kecuali pada pilar-pilar ujung jembatan bagian atas. Pada bagian-bagian tersebut, panjang sendi plastis yang terbentuk adalah $\frac{3}{4}$ bagian l_p .



Gambar 4.92 *Final condition* – ATC/MCEER (Garut Y- Bulat)

Dari dua gambar di atas, terlihat bahwa gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal berdampak lebih berbahaya bila dibandingkan dengan gempa Garut. Hal ini terlihat jelas dari tingkat pelelehan yang terjadi pada struktur jembatan pada saat *final condition*. Akibat beban gempa Garut dalam arah longitudinal, hanya terjadi pelelehan tingkat dua sebanyak 56.25% pada potensi sendi plastisnya. Panjang sendi plastis yang terbentuk pada bagian atas pilar pun hanya sebanyak $\frac{1}{4}$ bagian panjang l_p .



Gambar 4.93 *Final condition* – ATC/MCEER (Ujung Kulon Y- Bulat)

Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah longitudinal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelelehan. Seluruh potensi sendi plastis hanya mengalami retak saja (ditunjukkan dengan warna hijau). Meskipun ada juga bagian-bagian tertentu pada pilar atas yang masih berada pada keadaan yang linear (ditunjukkan dengan warna biru).

c) Penampang Persegi (*Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak*)

Berikut adalah tabulasi untuk pemodelan dengan definisi panjang l_p berdasarkan rumusan dari *Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak* (l_p terpendek):

Tabel 4.18 *Forming sequences - Sungjin Bae* (transversal-persegi)

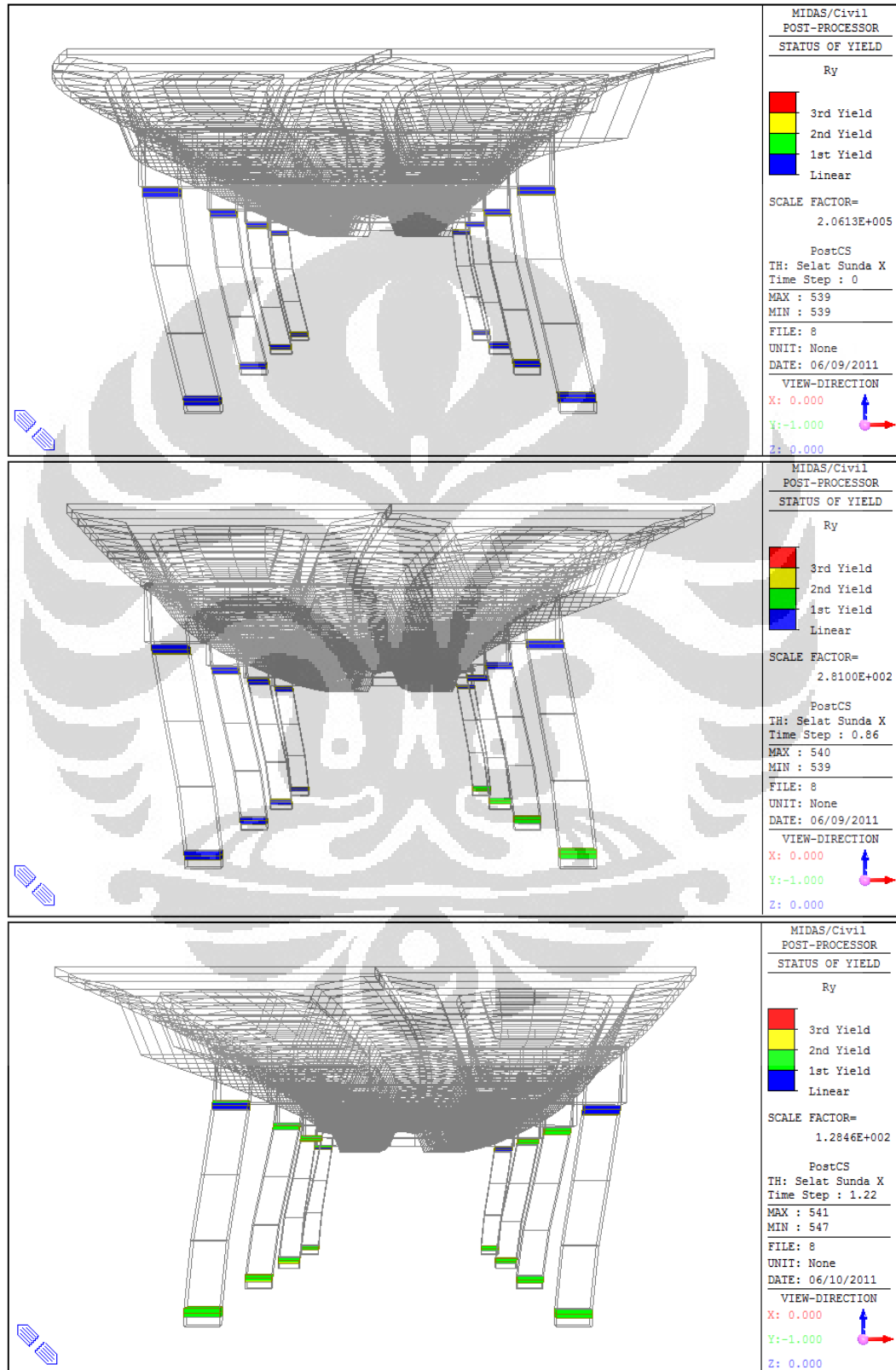
Sequence	Selat Sunda X		Garut X		Ujung Kulon X	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	3	1.22	3	2.62	Tidak Terbentuk	-
2nd	5	1.22	5	2.62	Tidak Terbentuk	-
3rd	4	1.3	4	2.88	Tidak Terbentuk	-
4th	6	1.3	6	2.88	Tidak Terbentuk	-
5th	1	1.34	1	4.89	Tidak Terbentuk	-
6th	7	1.34	2	5.27	Tidak Terbentuk	-
7th	2	2.11	8	5.28	Tidak Terbentuk	-
8th	8	2.11	7	5.67	Tidak Terbentuk	-

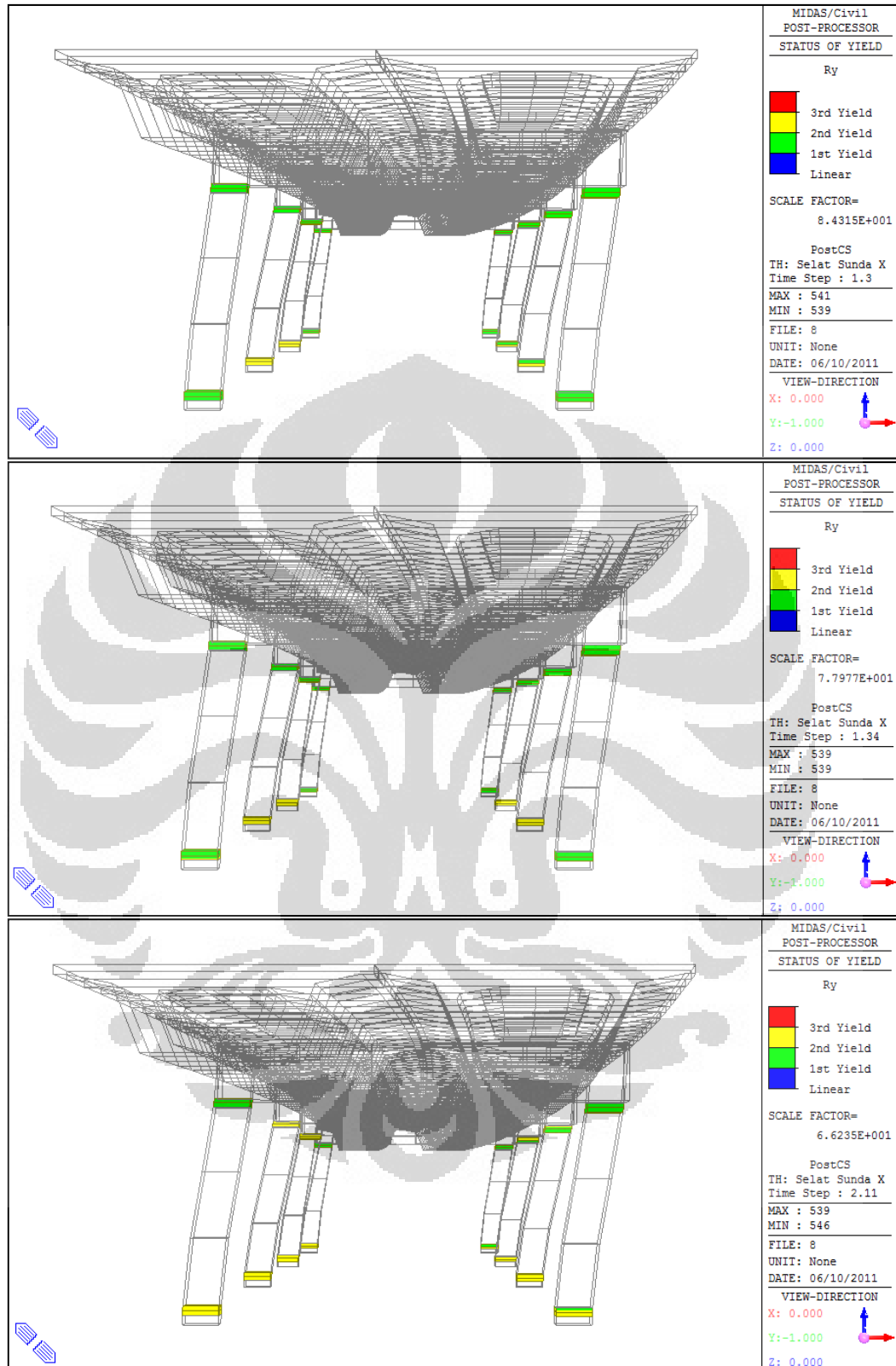
Tabel 4.19 *Forming sequences - Sungjin Bae* (logitudinal- persegi)

Sequence	Selat Sunda Y		Garut Y		Ujung Kulon Y	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	1	0.44	7	1.85	Tidak Terbentuk	-
2nd	2	0.44	8	1.85	Tidak Terbentuk	-
3rd	3	0.52	1	2.24	Tidak Terbentuk	-
4th	4	0.52	2	2.24	Tidak Terbentuk	-
5th	7	0.93	3	5.8	Tidak Terbentuk	-
6th	8	0.93	4	5.8	Tidak Terbentuk	-
7th	5	0.97	5	6.07	Tidak Terbentuk	-
8th	6	0.97	6	6.07	Tidak Terbentuk	-

Dari dua tabulasi di atas, untuk pemodelan dengan definisi panjang sendi plastis berdasarkan Sungjin Bae dan Oguzhan Bayrak, diketahui bahwa sendi plastis terbentuk pada saat gempa Selat Sunda dan Garut arah transversal dan longitudinal bekerja pada struktur. Namun sendi plastis tidak terjadi pada saat bekerja gempa Ujung Kulon. Terlihat dari urutan terbentuknya sendi plastis, untuk gempa arah transversal, pelelehan bermula dari pilar tengah (pilar nomor 3). Sedangkan pembentukan sendi plastis untuk beban arah longitudinal diawali dari pilar-pilar ujung jembatan (pilar nomor 1 dan 7).

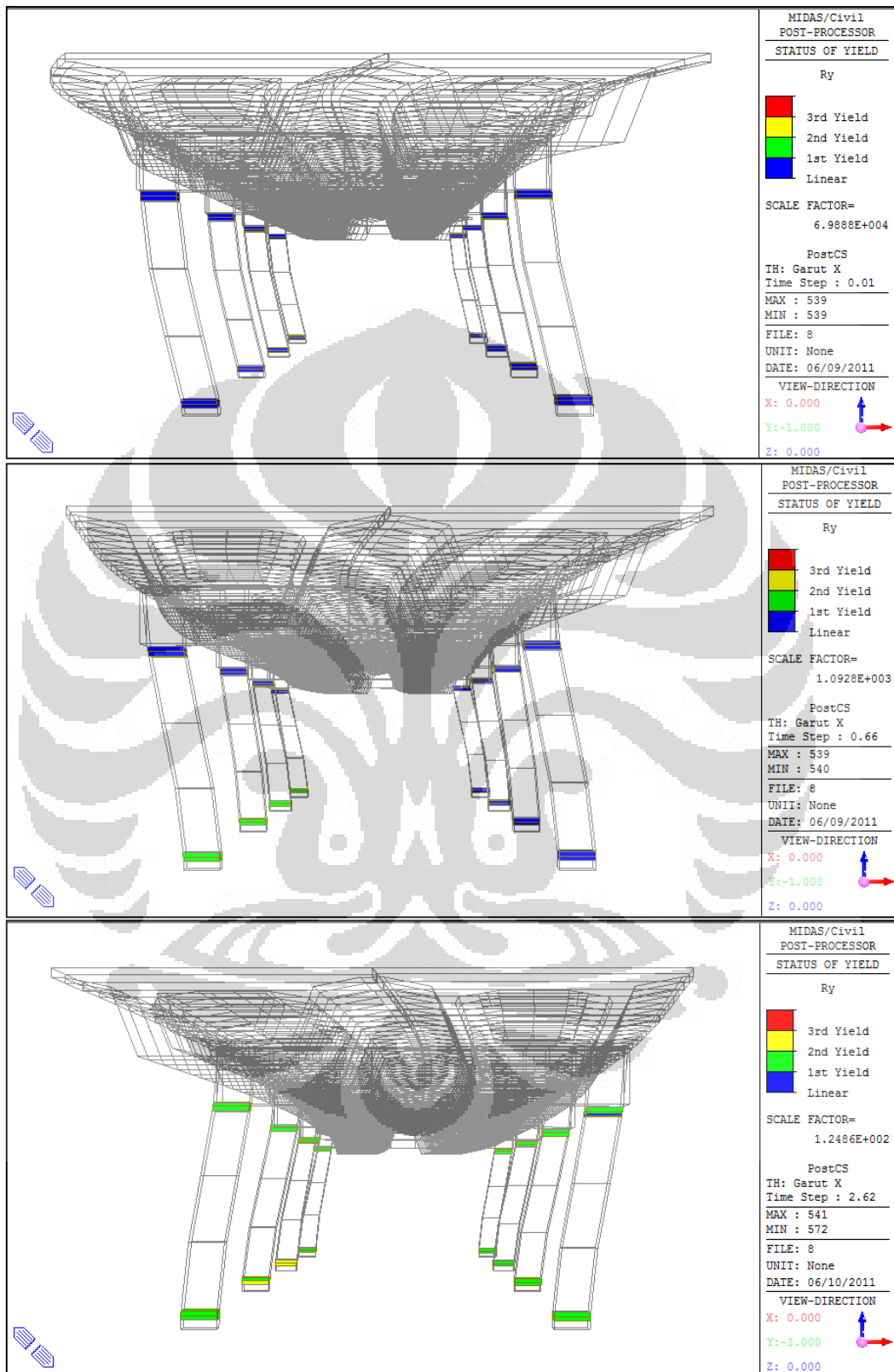
Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah transversal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:

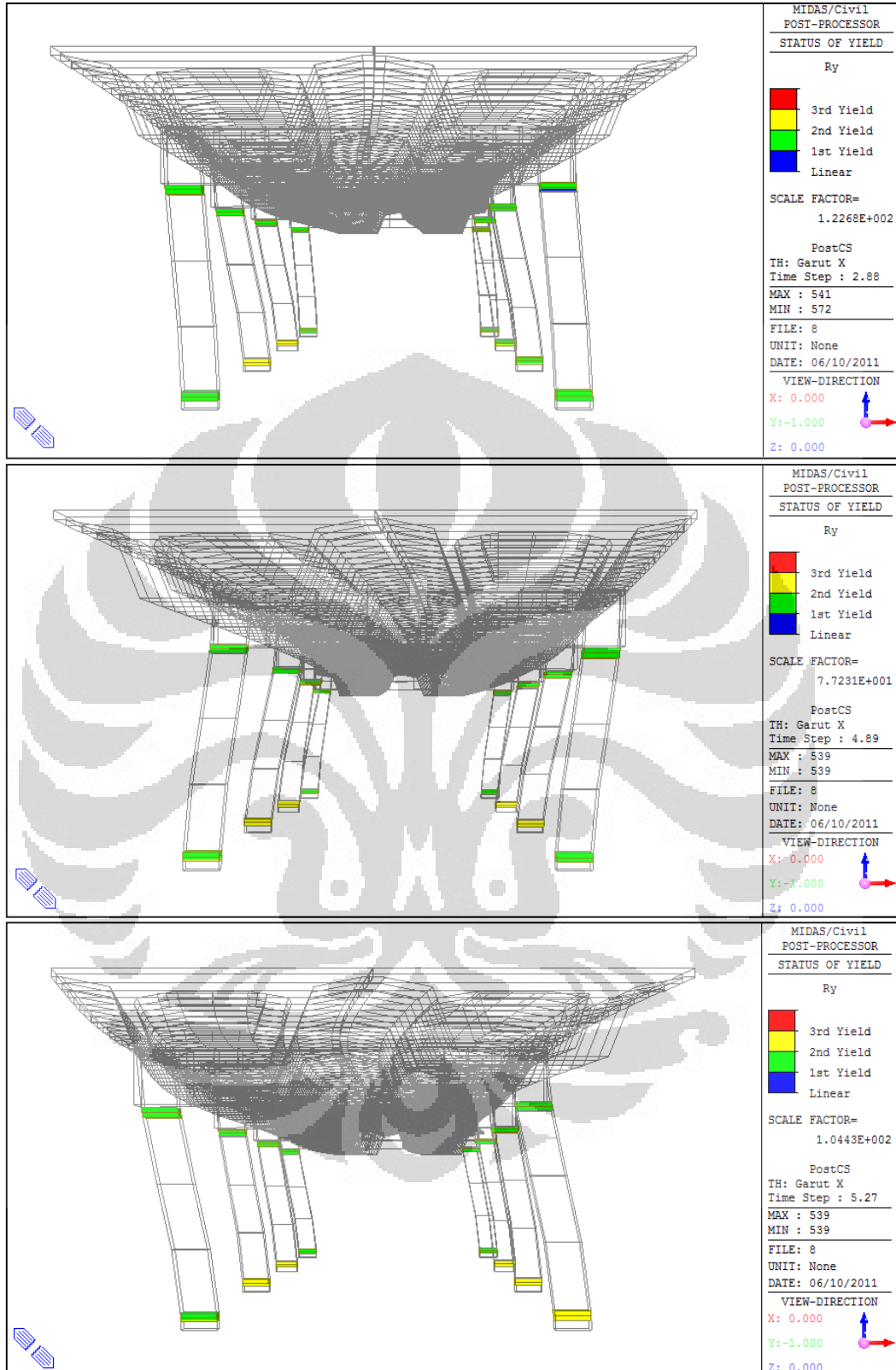


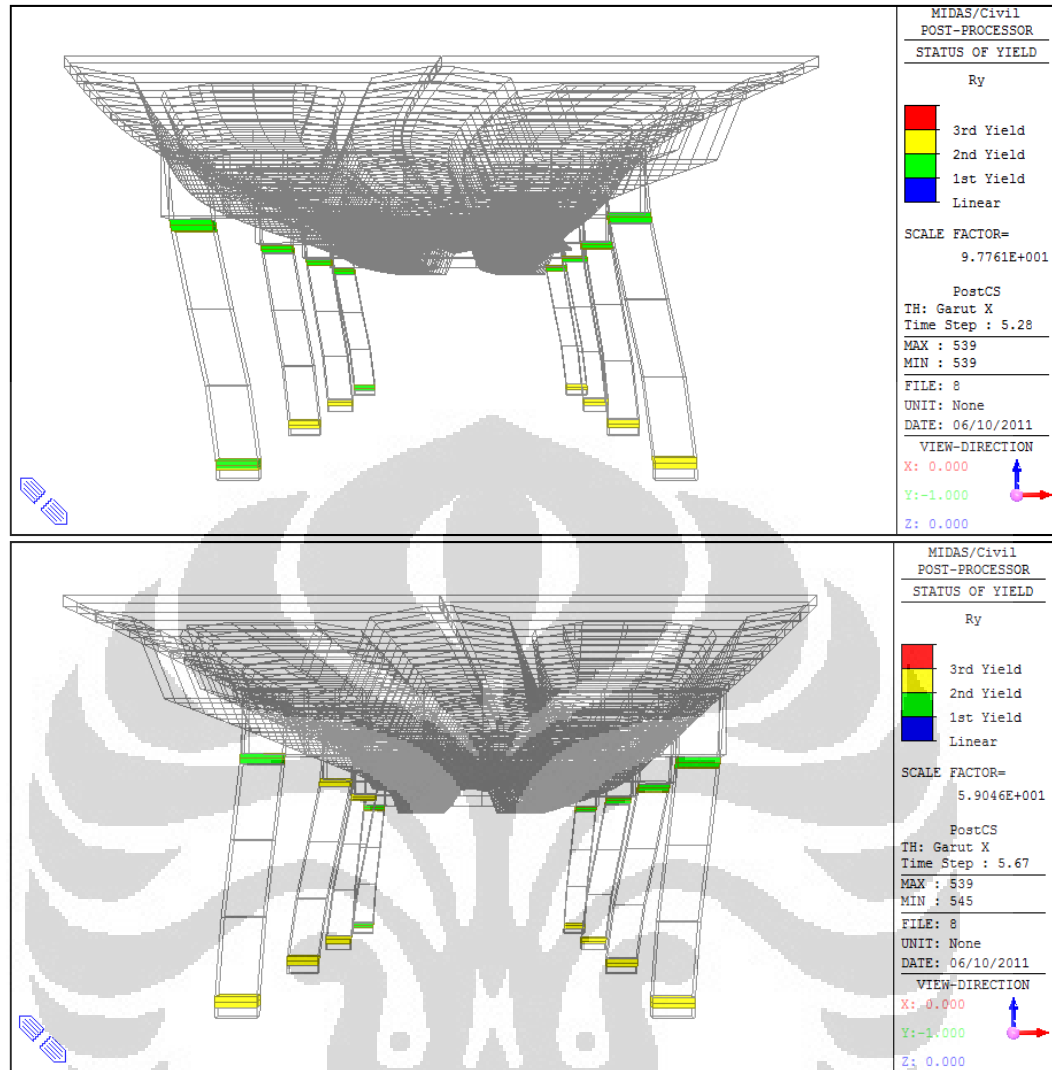


Gambar 4.94 *Forming sequences* – Sungjin Bae (Selat Sunda X-Persegi)

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis gempa Garut X:

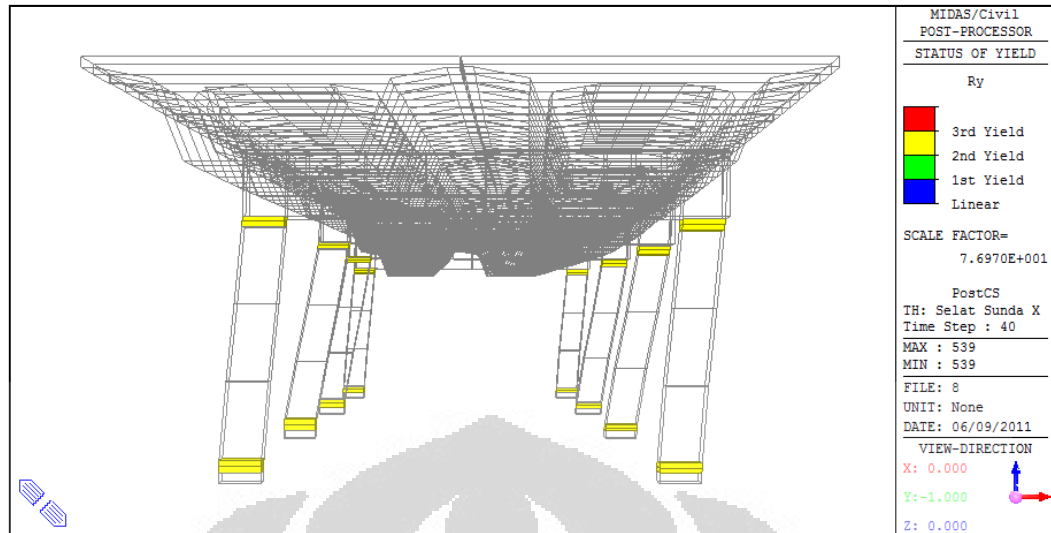




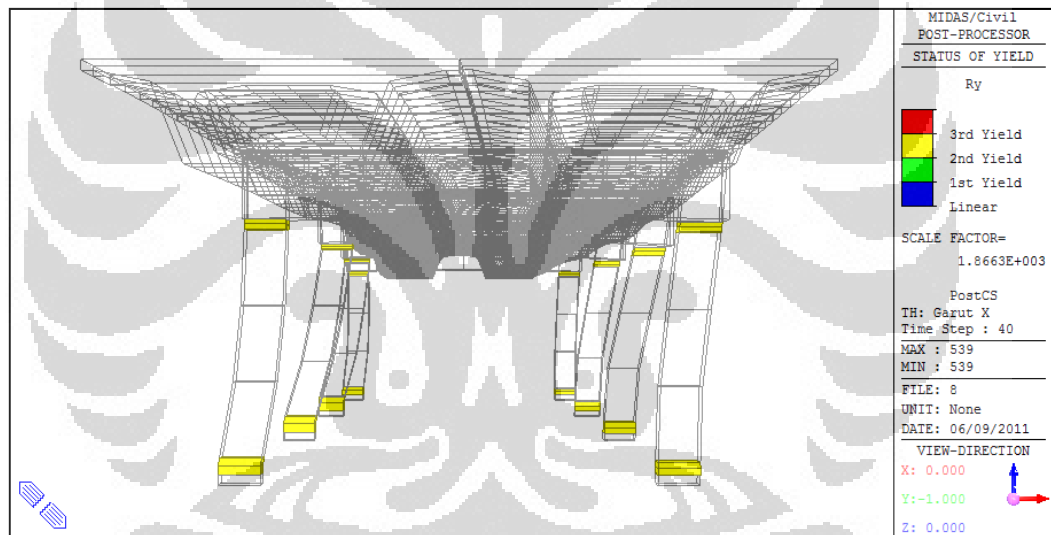


Gambar 4.95 *Forming sequences* – Sungjin Bae (Garut X- Persegi)

Gempa yang berasal dari Ujung Kulon dalam arah transversal tidak menyebabkan pelelehan pada elemen pilar jembatan. Hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya. Untuk melihat kondisi terakhir yang terjadi pada struktur pada detik ke-40, maka gambar-gambar berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa transversal.

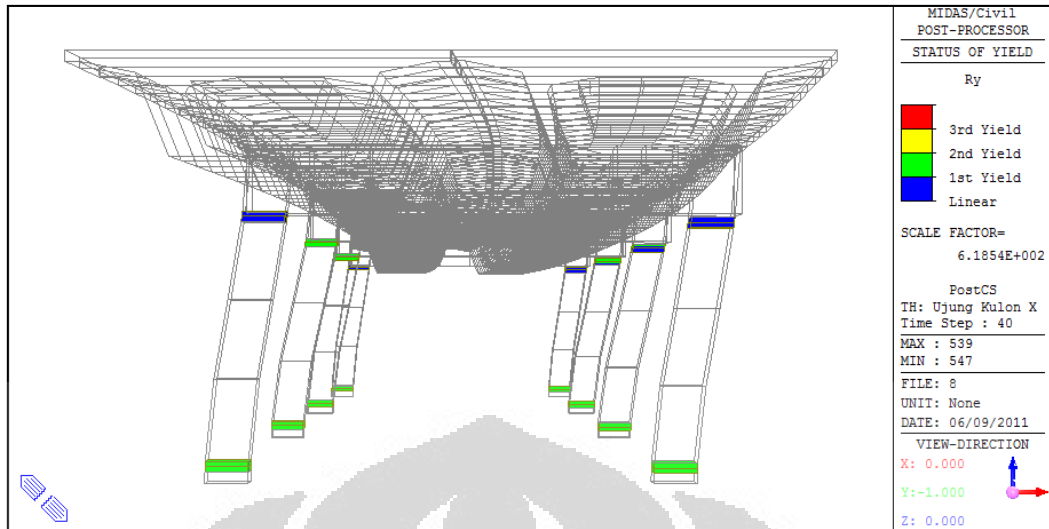


Gambar 4.96 *Final condition* – *Sungjin Bae* (Selat Sunda X- Persegi)



Gambar 4.97 *Final condition* – *Sungjin Bae* (Garut X- Persegi)

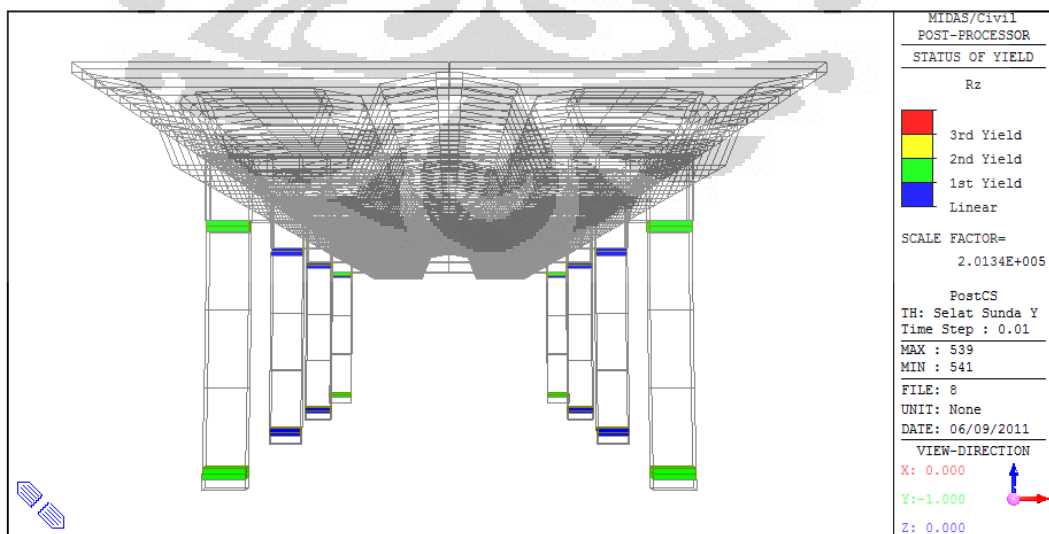
Untuk gempa Selat Sunda dalam arah transversal, seluruh potensial sendi plastis mengalami pelelehan. Hal yang sama juga terjadi pada saat gempa Garut transversal bekerja pada struktur. Untuk kedua pembebanan gempa tersebut, potensi sendi plastis sepanjang l_p berdasarkan rumusan dari *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak* mengalami pelelehan secara 100%.

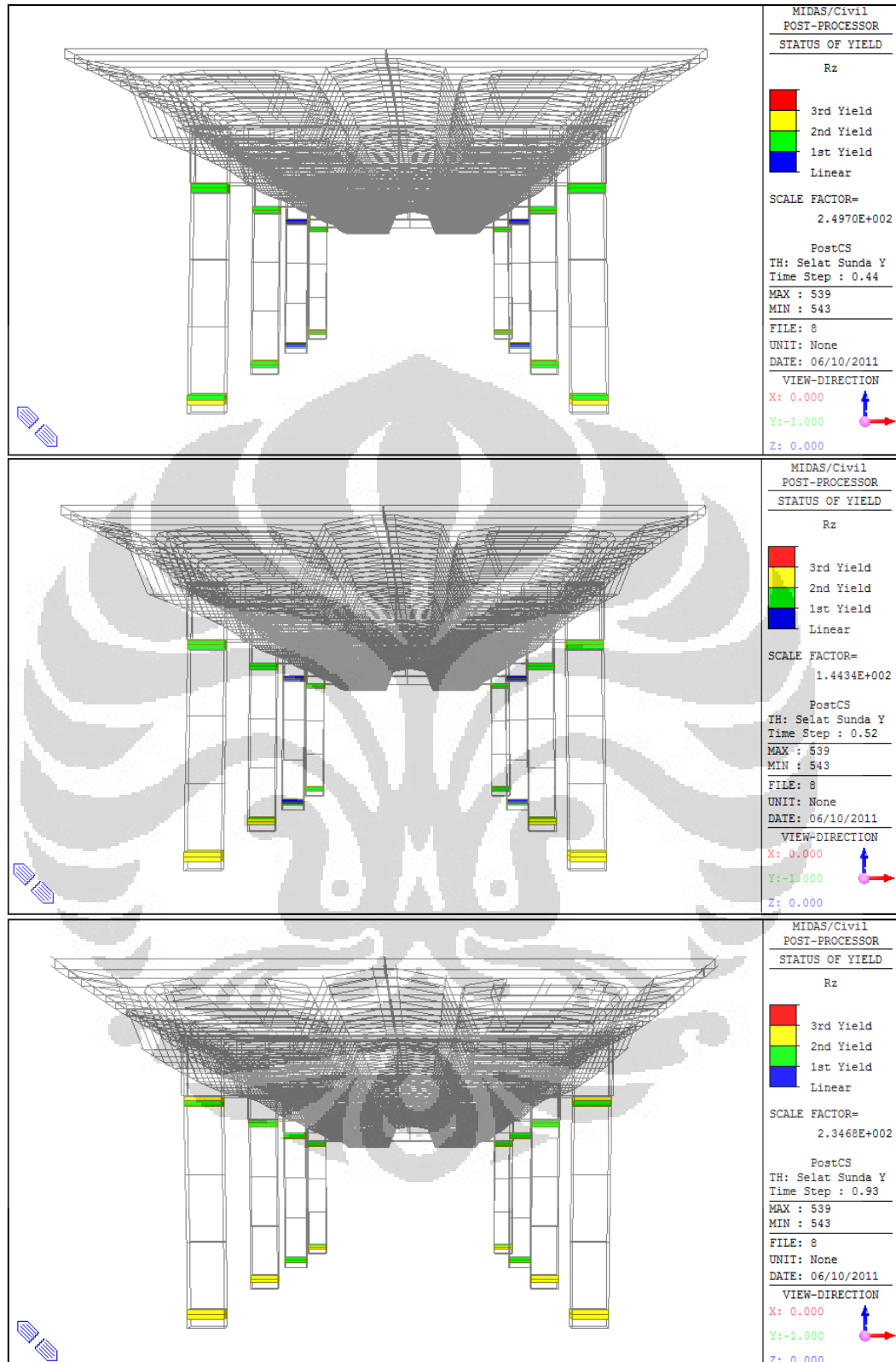


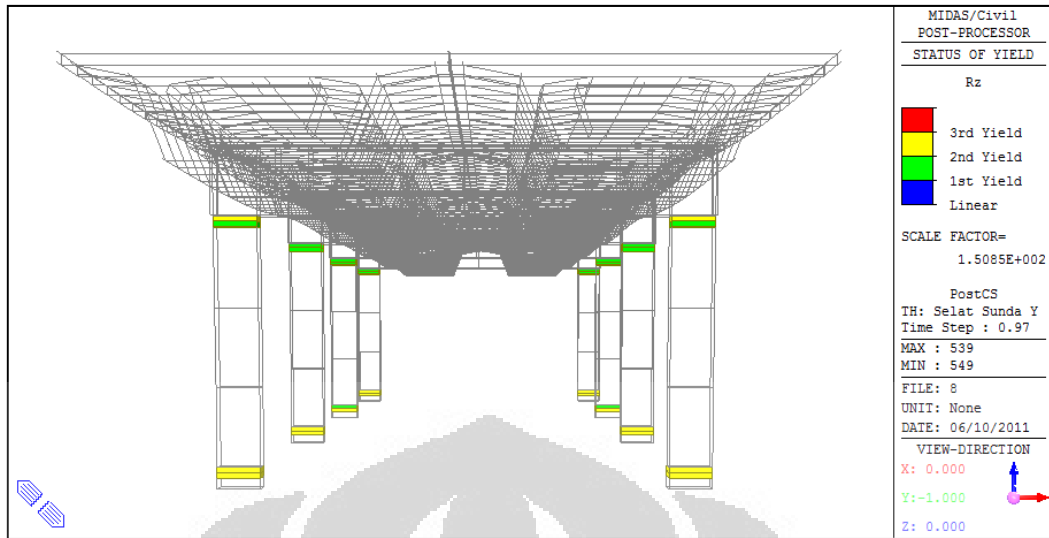
Gambar 4.98 *Final condition – Sungjin Bae (Ujung Kulon X- Persegi)*

Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah transversal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelelehan. Sebagian besar potensi sendi plastis hanya mengalami peretakan saja, disamping ada juga beberapa bagian yang masih berada dalam keadaan linear (berwarna biru).

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:

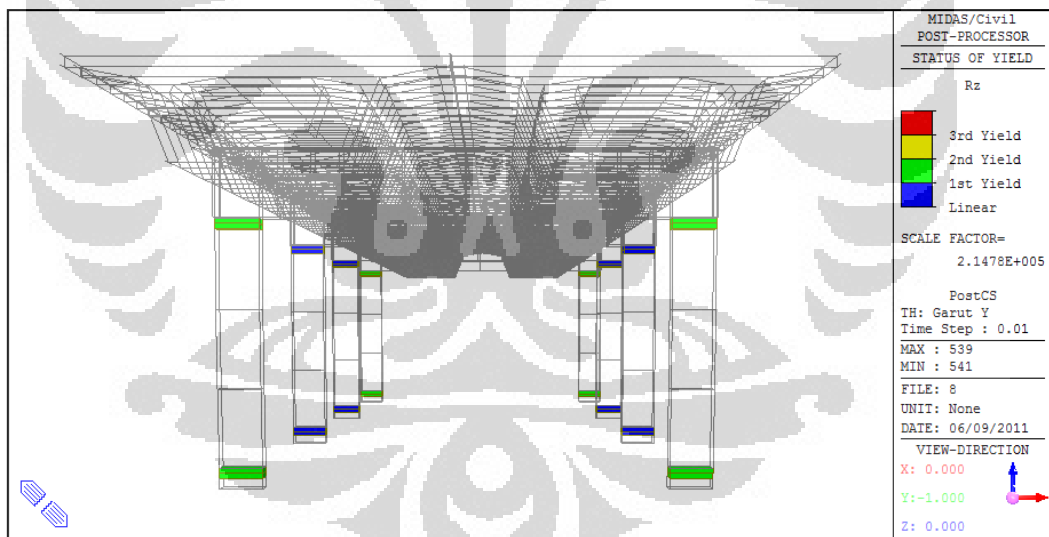


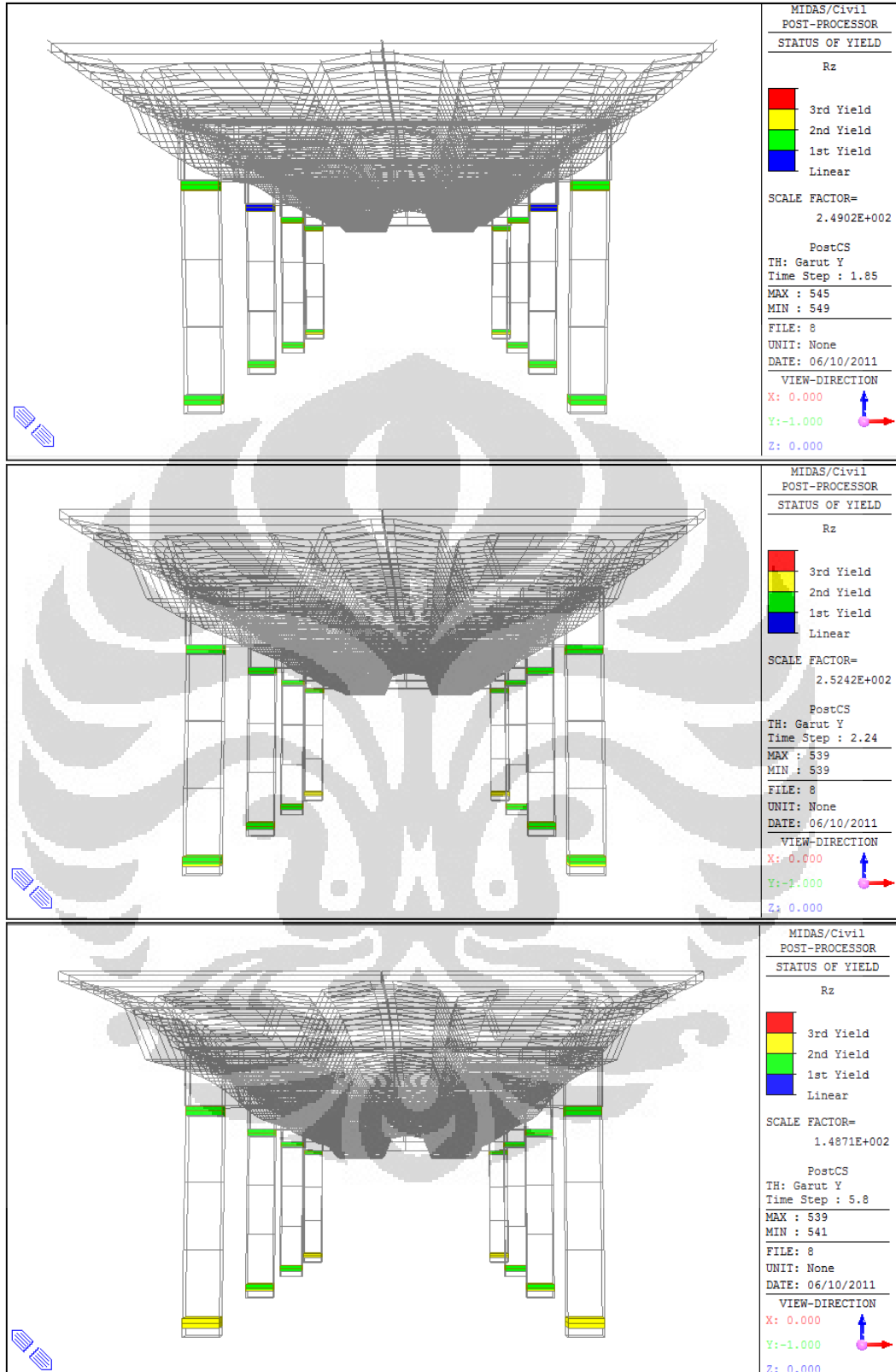


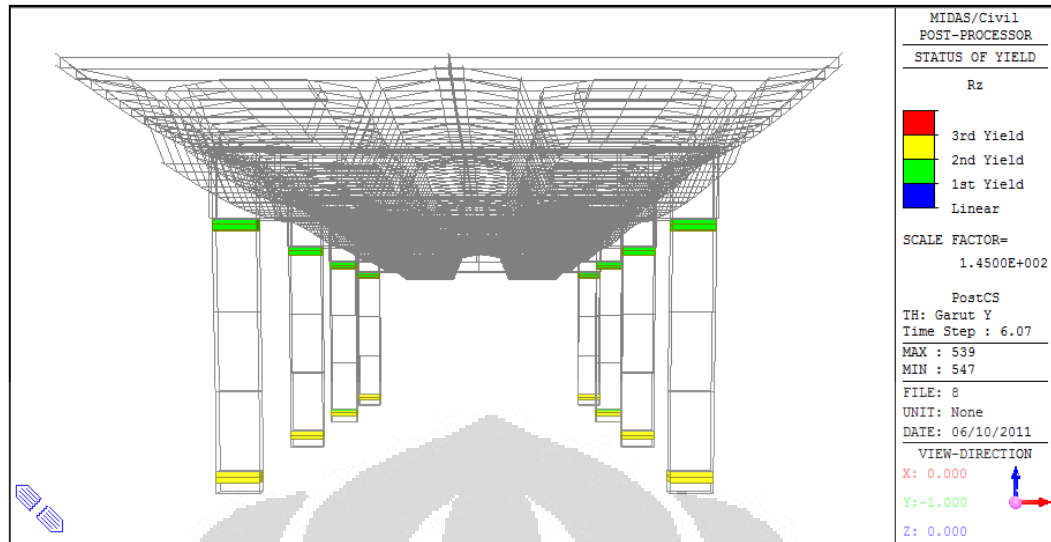


Gambar 4.99 *Forming sequences* – Sungjin Bae (Selat Sunda Y- Persegi)

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat pembebanan gempa Garut dalam arah longitudinal:

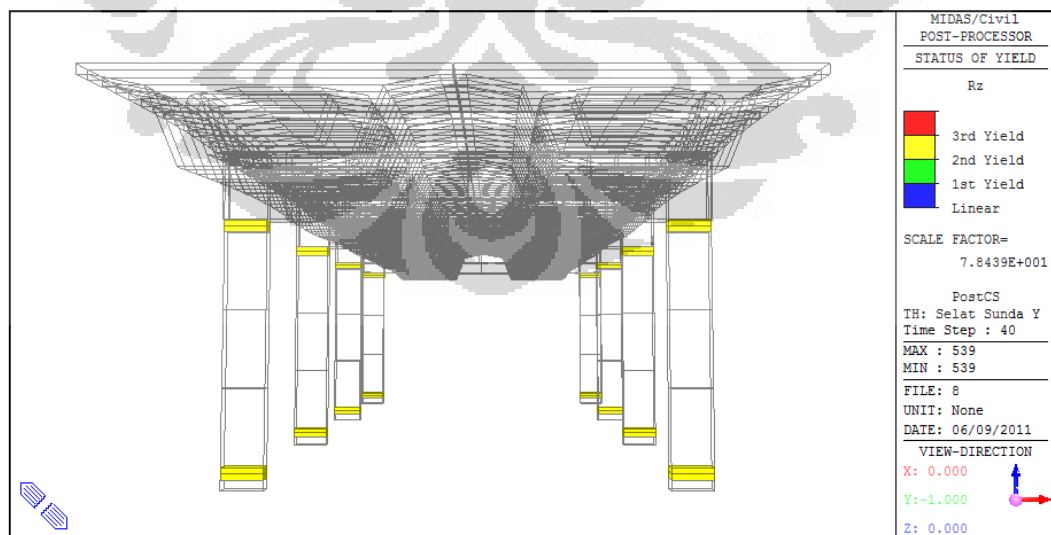




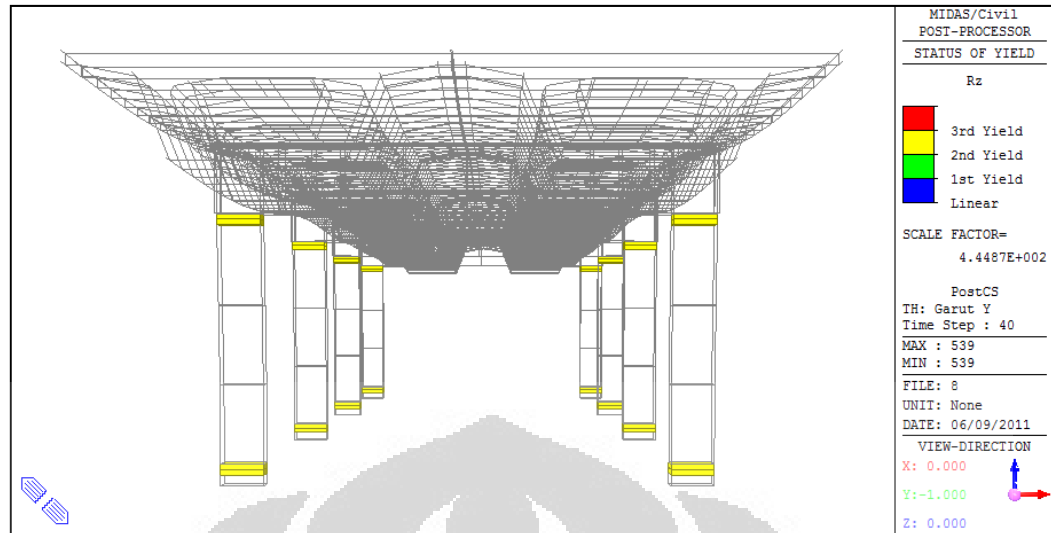


Gambar 4.100 *Forming sequences* – Sungjin Bae (Garut Y- Persegi)

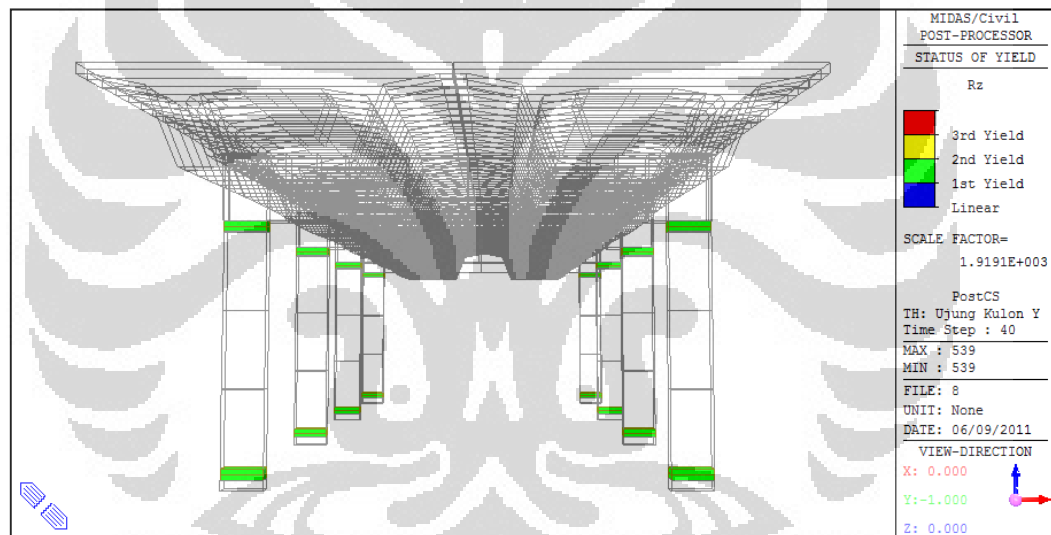
Gempa yang berasal dari Ujung Kulon dalam arah longitudinal juga tidak menyebabkan pelepasan pada elemen pilar jembatan. Sama seperti pada pembahasan dalam arah transversal sebelumnya, hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya. Untuk melihat kondisi terakhir yang terjadi pada struktur pada detik ke-40, maka gambar-gambar berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa longitudinal.



Gambar 4.101 *Final condition* – Sungjin Bae (Selat Sunda Y- Persegi)



Gambar 4.102 *Final condition* – *Sungjin Bae* (Garut Y- Persegi)



Gambar 4.103 *Final condition* – *Sungjin Bae* (Ujung Kulon Y- Persegi)

Seluruh potensial sendi plastis mengalami pelelehan pada saat gempa Selat Sunda longitudinal bekerja pada struktur. Hal yang sama juga terjadi saat gempa Garut arah longitudinal bekerja pada struktur. Potensi sendi plastis sepanjang l_p berdasarkan rumusan dari *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak* mengalami pelelehan secara 100%. Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah longitudinal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelelehan. Seluruh potensi sendi plastis hanya mengalami pelelehan tingkat pertama atau retak saja (ditunjukkan dengan elemen nonlinear warna hijau).

d) Penampang Persegi (*ATC/MCEER Joint Venture*)

Berikut adalah tabulasi untuk pemodelan dengan definisi panjang l_p berdasarkan rumusan dari *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang):

Tabel 4.20 *Forming sequences – ATC/MCEER* (transversal-persegi)

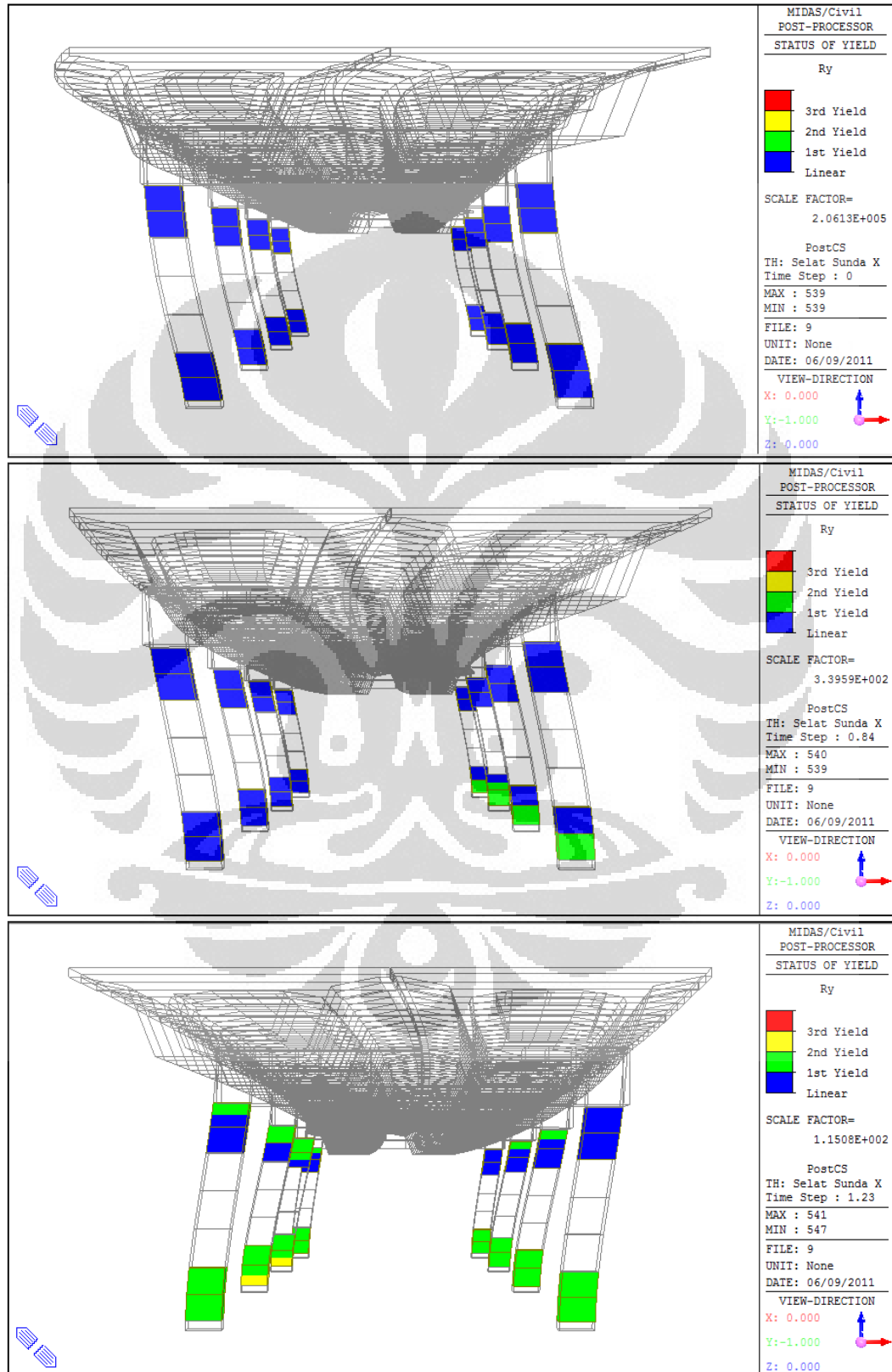
Sequence	Selat Sunda X		Garut X		Ujung Kulon X	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	3	1.23	3	2.62	Tidak Terbentuk	-
2nd	5	1.23	5	2.62	Tidak Terbentuk	-
3rd	4	1.29	4	2.87	Tidak Terbentuk	-
4th	6	1.3	6	2.87	Tidak Terbentuk	-
5th	1	2.08	2	5.27	Tidak Terbentuk	-
6th	7	2.08	8	5.29	Tidak Terbentuk	-
7th	2	2.11	1	5.91	Tidak Terbentuk	-
8th	8	2.11	7	5.91	Tidak Terbentuk	-

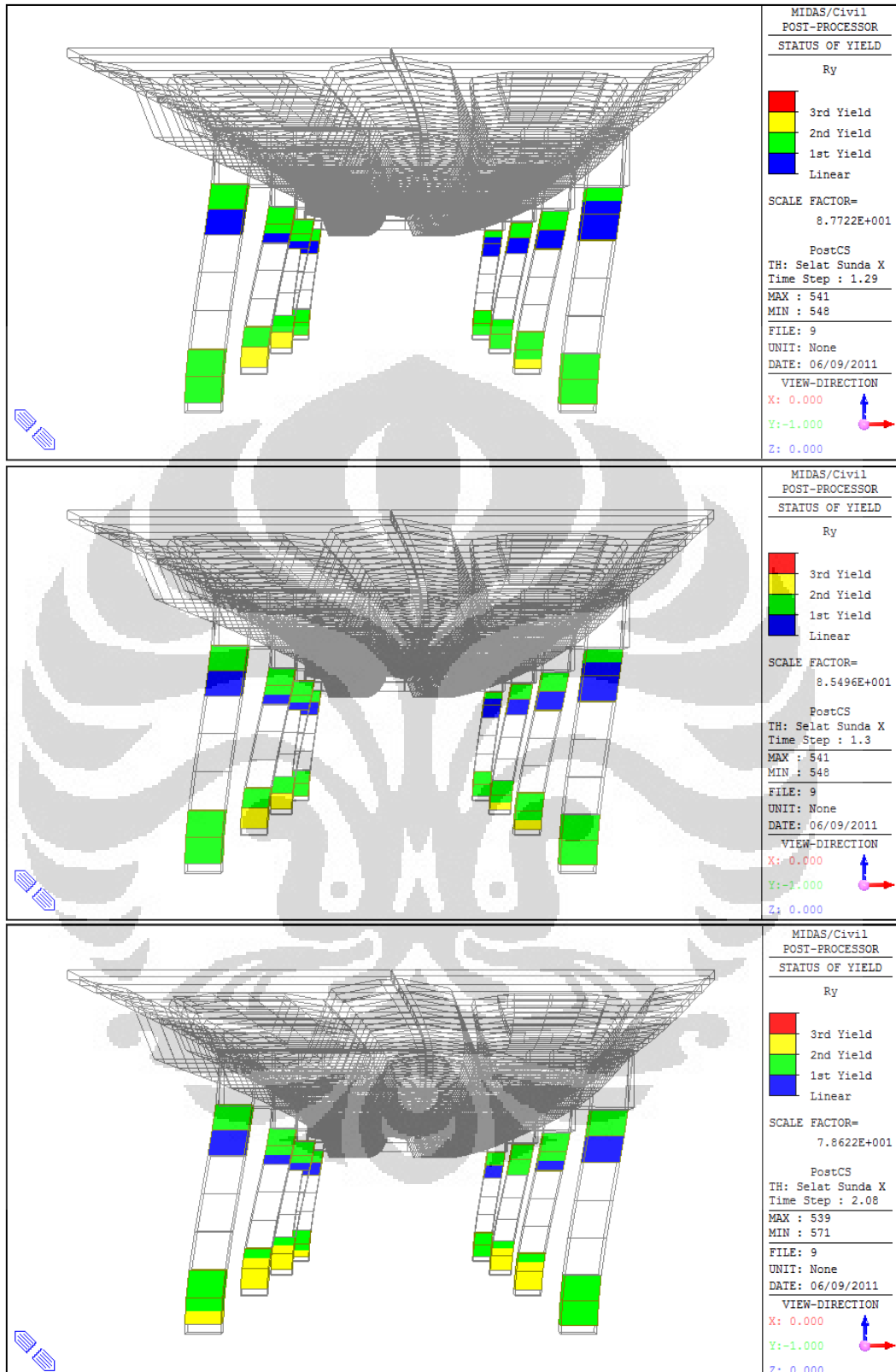
Tabel 4.21 *Forming sequences - ATC/MCEER* (logitudinal- persegi)

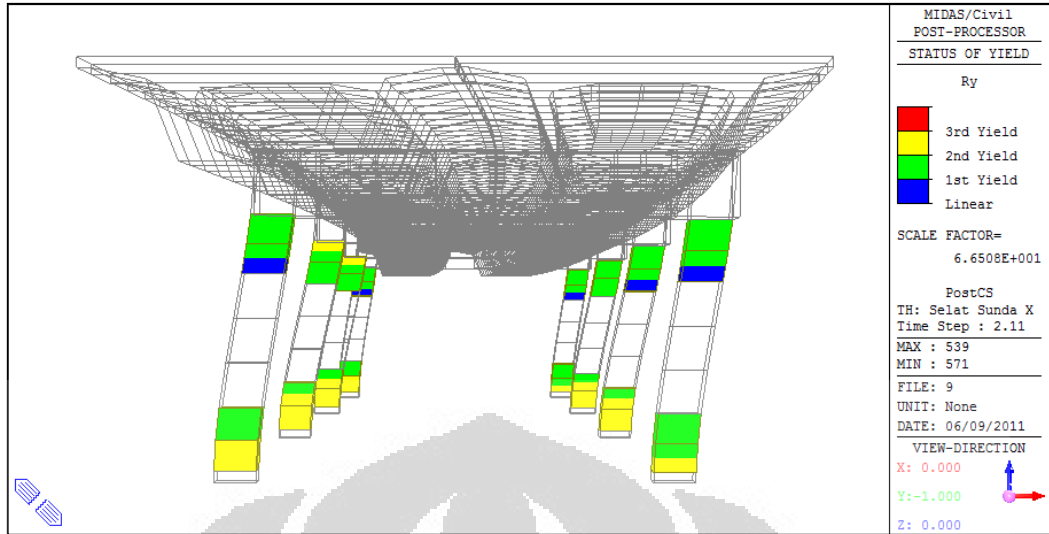
Sequence	Selat Sunda Y		Garut Y		Ujung Kulon Y	
	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)	No. Pilar	Event Time (detik)
1st	1	0.46	1	2.26	Tidak Terbentuk	-
2nd	2	0.46	2	2.26	Tidak Terbentuk	-
3rd	3	0.53	7	3.44	Tidak Terbentuk	-
4th	4	0.53	8	3.44	Tidak Terbentuk	-
5th	7	0.94	3	5.83	Tidak Terbentuk	-
6th	8	0.94	4	5.83	Tidak Terbentuk	-
7th	5	0.98	5	6.07	Tidak Terbentuk	-
8th	6	0.98	6	6.07	Tidak Terbentuk	-

Dari dua tabulasi di atas, untuk pemodelan dengan definisi panjang sendi plastis berdasarkan rumusan *ATC/MCEER Joint Venture*, diketahui bahwa sendi plastis terbentuk pada saat gempa Selat Sunda dan Garut arah transversal dan longitudinal bekerja pada struktur. Namun sendi plastis tidak terjadi pada saat bekerja gempa Ujung Kulon. Terlihat dari urutan terbentuknya sendi plastis, untuk gempa arah transversal, pelelehan bermula dari pilar tengah (pilar nomor 3). Sedangkan pembentukan sendi plastis untuk beban arah longitudinal diawali dari pilar ujung jembatan (pilar nomor 1).

Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah transversal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:

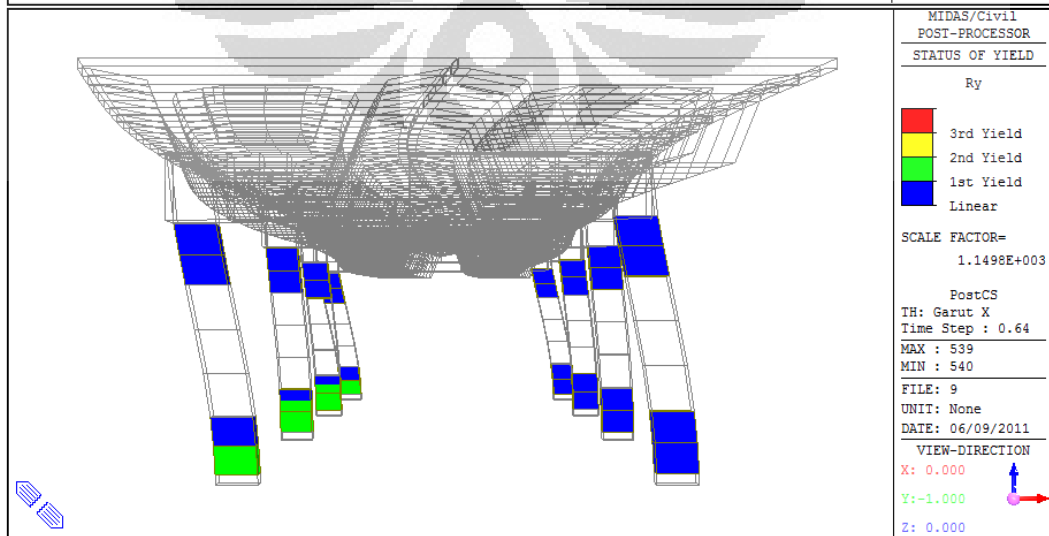
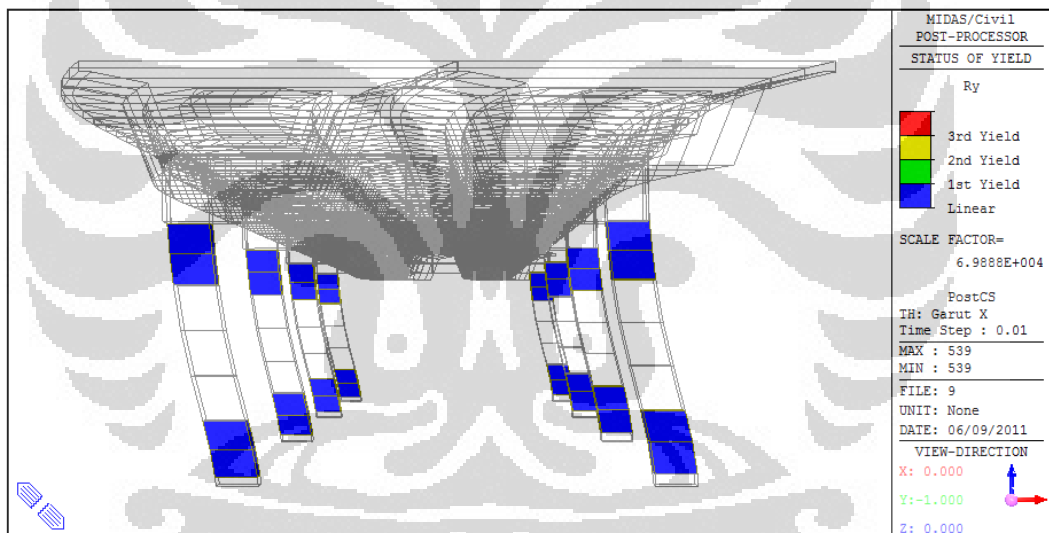


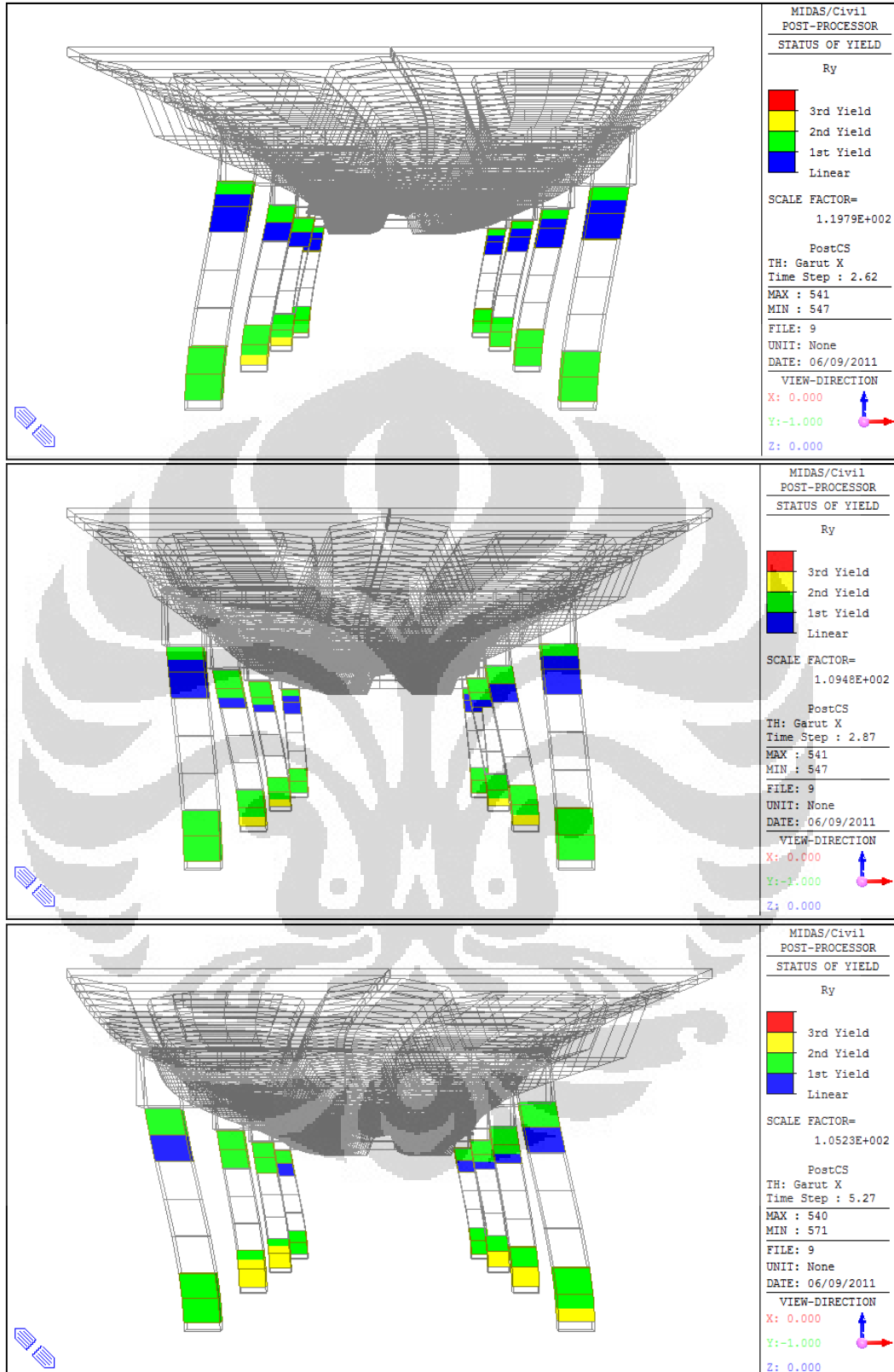


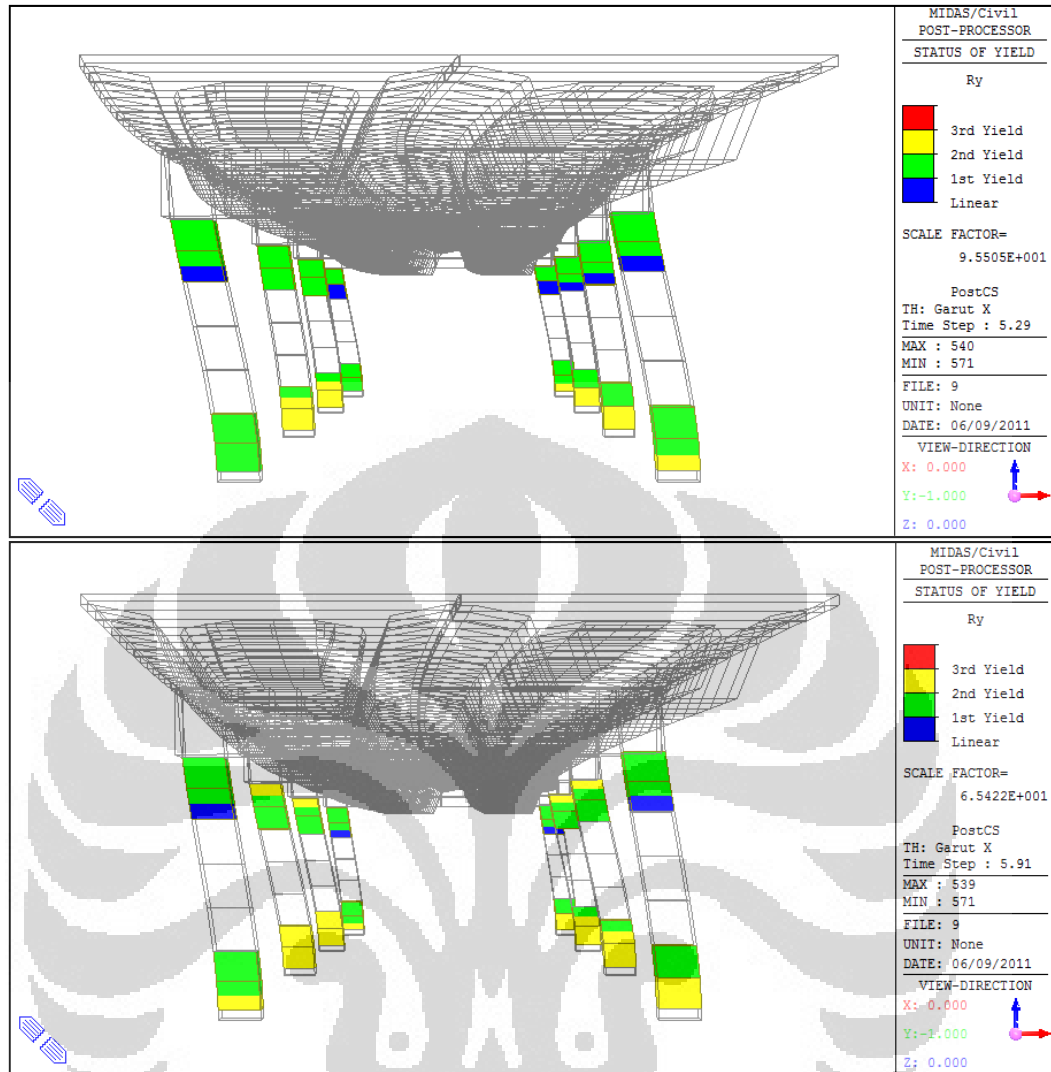


Gambar 4.104 *Forming sequences – ATC/MCEER* (Selat Sunda X- Persegi)

Berikut ini adalah urutan terbentuknya sendi plastis pada gempa Garut X:



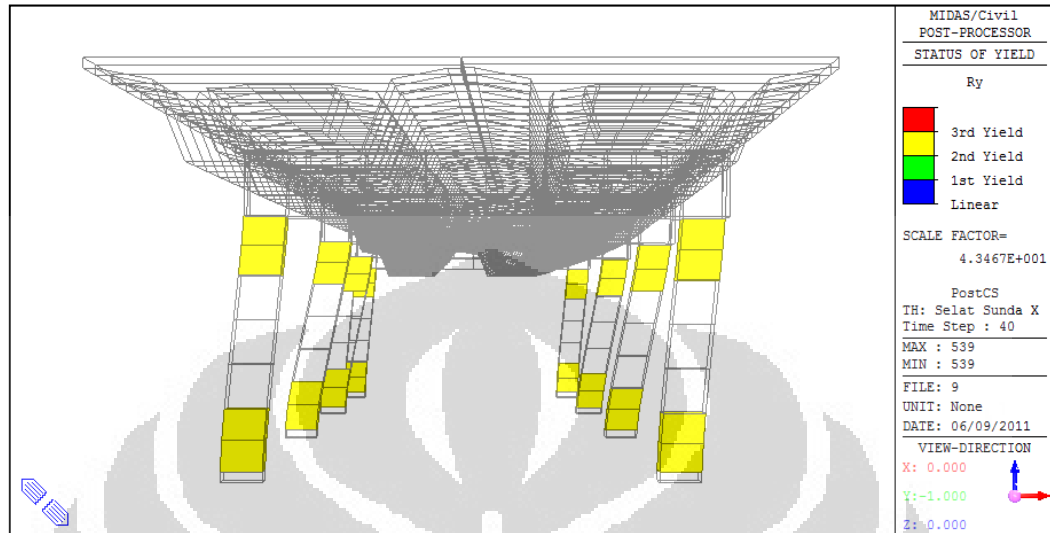




Gambar 4.105 *Forming sequences* – *ATC/MCEER* (Garut X- Persegi)

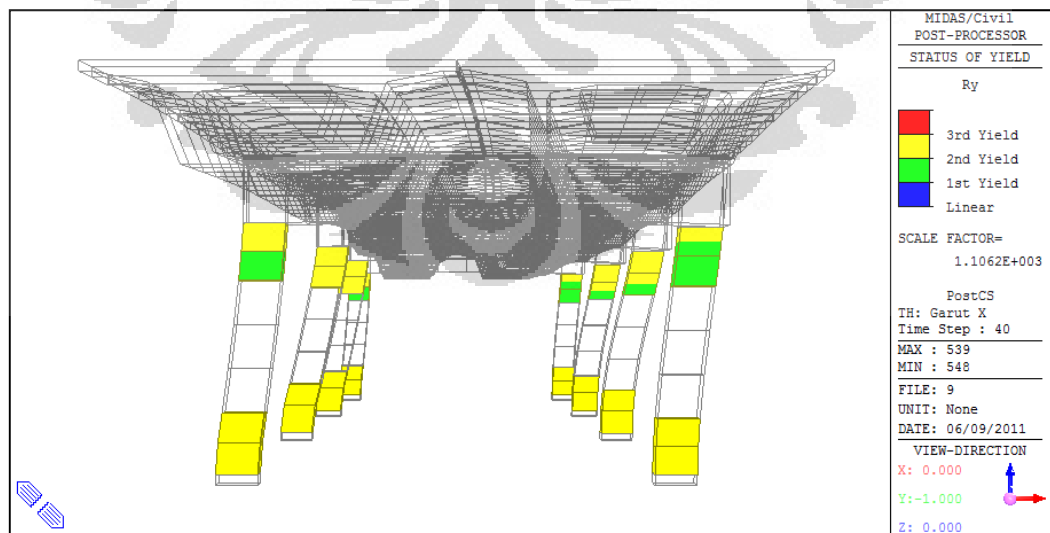
Pada pemodelan berdasarkan definisi sendi plastis dari *ATC/MCEER*, gempa yang berasal dari Ujung Kulon dalam arah transversal tidak menyebabkan pelelehan pada elemen pilar jembatan. Hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya.

Untuk melihat kondisi terakhir yang terjadi pada struktur pada detik ke-40, maka gambar-gambar berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa transversal.



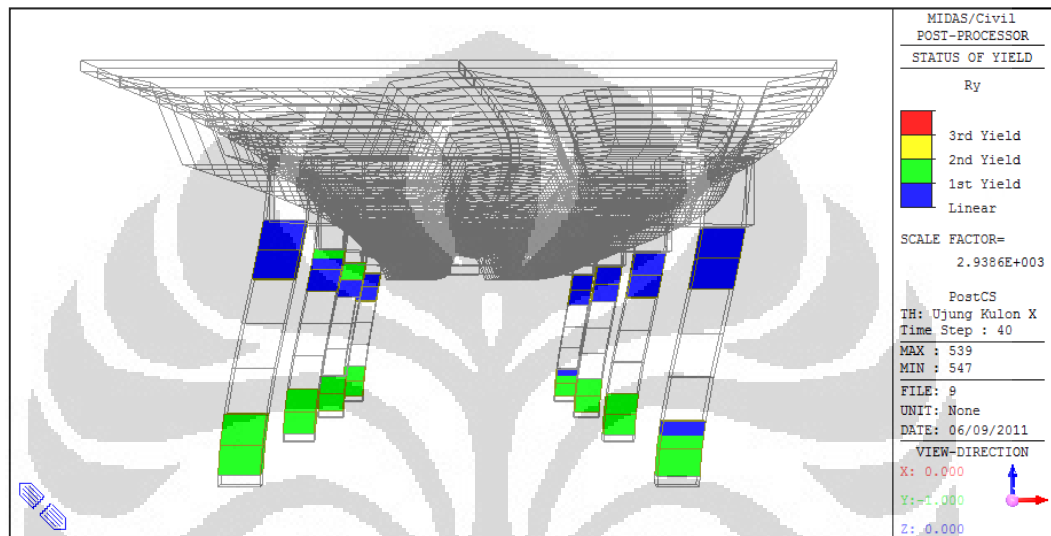
Gambar 4.106 *Final condition* – ATC/MCEER (Selat Sunda X- Persegi)

Dari gambar di atas, terlihat bahwa kondisi struktur saat pembebanan gempa Selat Sunda X berakhir mengalami pelelehan tingkat 2 (2^{nd} yield) pada semua potensi sendi plastisnya. Dapat dikatakan bahwa sebanyak 100% potensi sendi plastis mengalami pelelehan. Panjang sendi plastis yang terbentuk pun adalah sepanjang l_p berdasarkan rumusan dari ATC/MCEER Joint Venture.



Gambar 4.107 *Final condition* – ATC/MCEER (Garut X- Persegi)

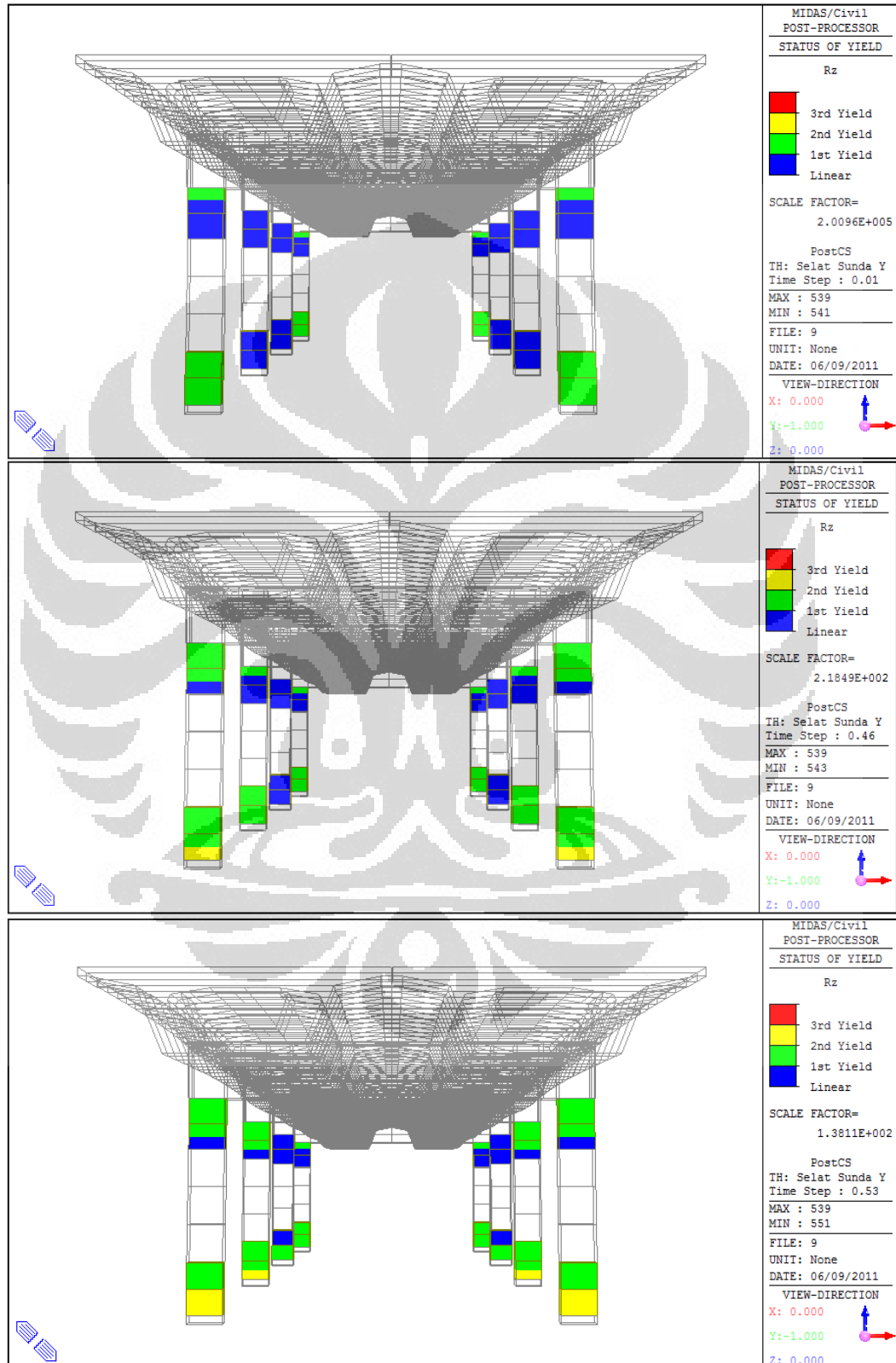
Sebanyak 81.25% potensial sendi plastis mengalami pelepasan tingkat 2. Pada bagian bawah pilar, terjadi pelepasan di sepanjang l_p yang ditempatkan. Hal yang cukup berbeda terjadi pada bagian atas pilar. Panjang sendi plastis yang terbentuk adalah sepanjang $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$, dan 1 bagian l_p . Sendi plastis yang terbentuk pada bagian atas pilar-pilar ujung jembatan lebih pendek dibandingkan pada pilar-pilar tengah jembatan. Hal ini dikarenakan momen-momen pada pilar tengah akibat gempa transversal lebih besar dibandingkan dengan pada pilar-pilar ujung.

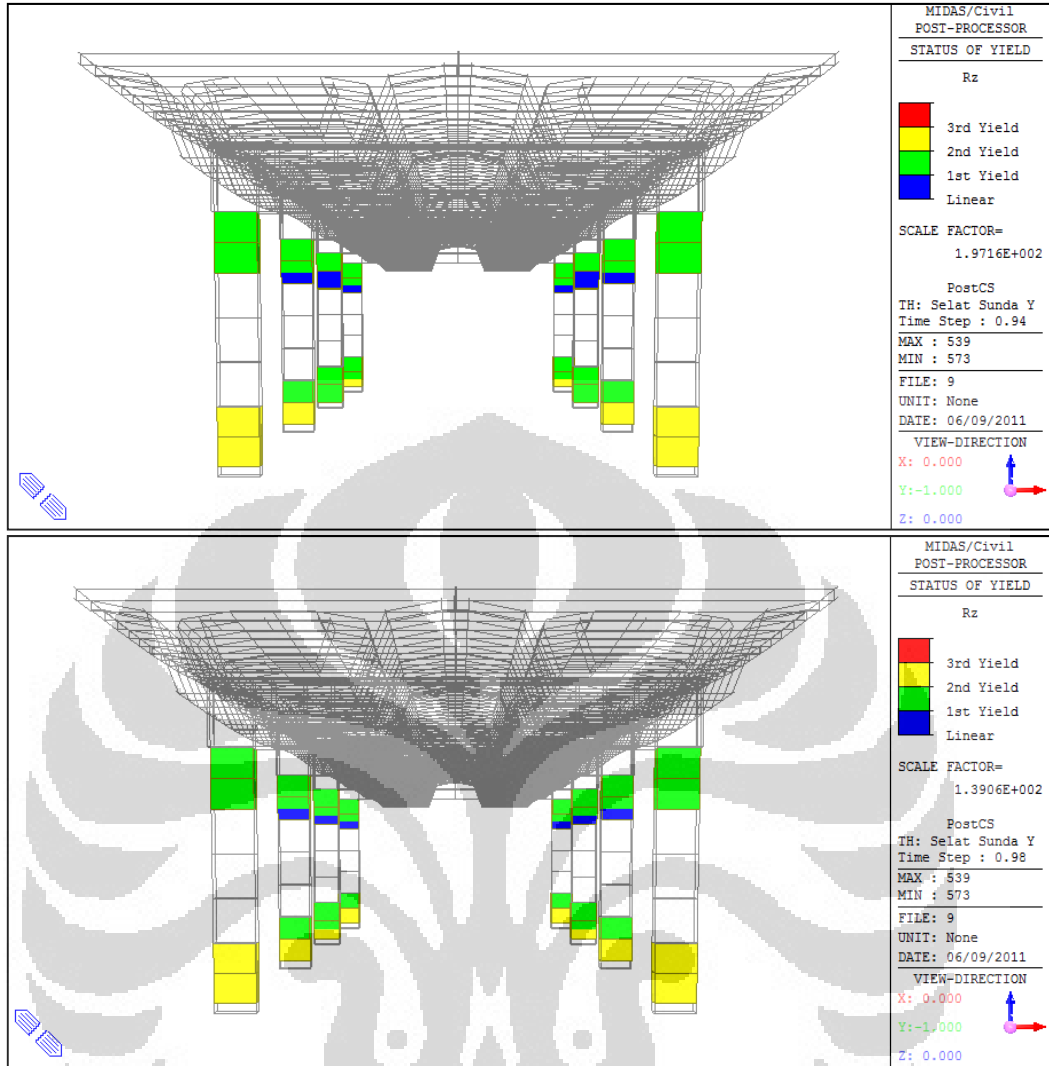


Gambar 4.108 *Final condition – ATC/MCEER* (Ujung Kulon X- Persegi)

Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah transversal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelepasan. Sebagian besar potensi sendi plastis hanya mengalami peretakan saja, disamping ada juga beberapa bagian yang masih berada dalam keadaan linear (berwarna biru). Sebagian besar peretakan beton terjadi pada bagian bawah pilar jembatan.

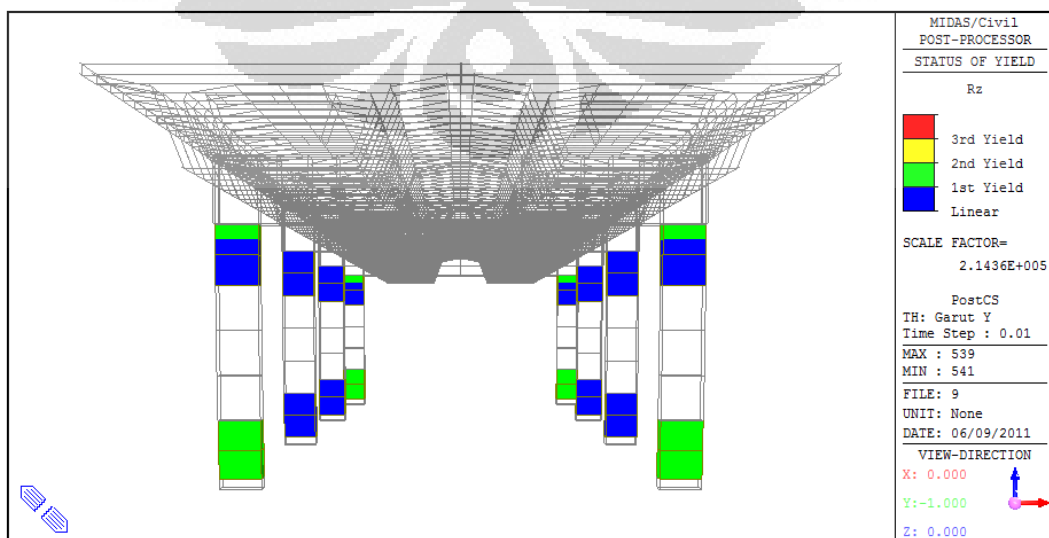
Berikut ini adalah urutan-urutan terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal dimulai dari keadaan awal pembebanan gempa hingga terbentuknya pelelehan pada semua pilar jembatan:

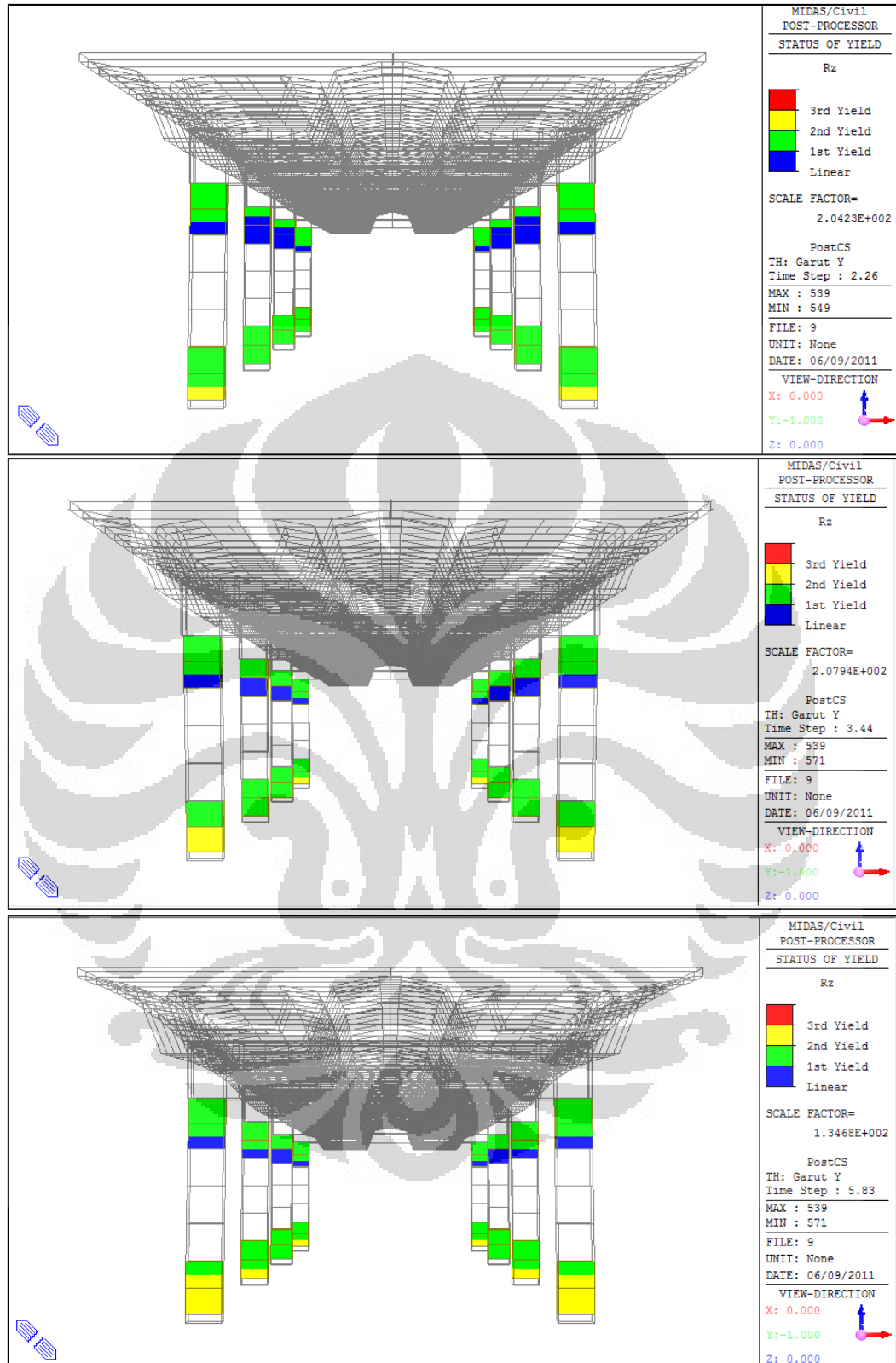


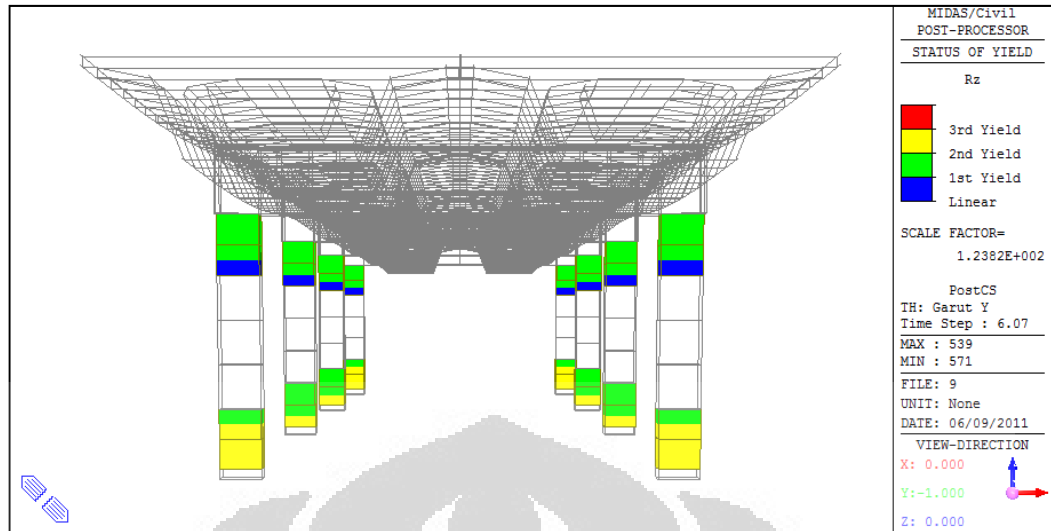


Gambar 4.109 Forming sequences – ATC/MCEER (Selat Sunda Y- Persegi)

Berikut ini adalah urutan terbentuknya sendi plastis akibat gempa Garut Y:



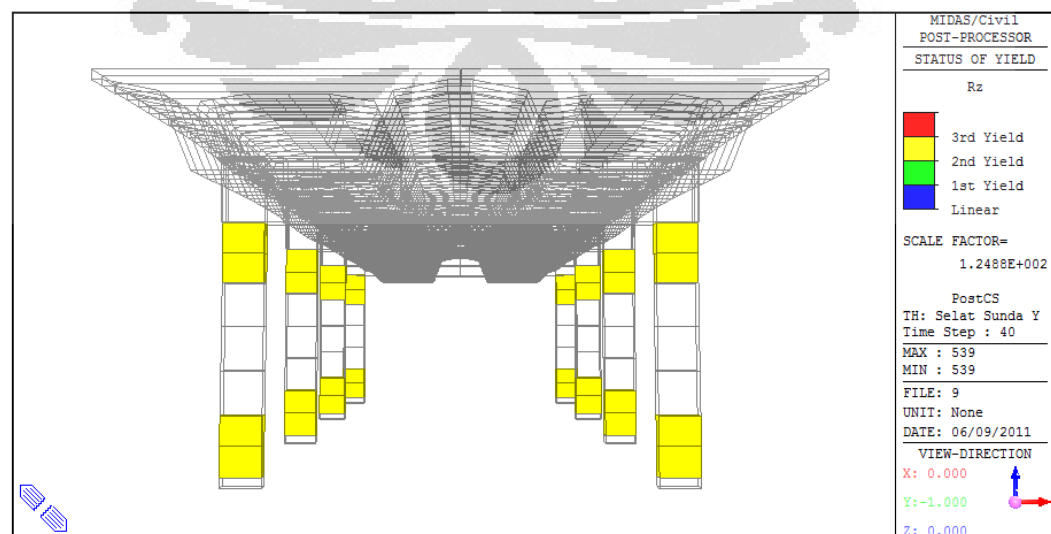




Gambar 4.110 *Forming sequences* – ATC/MCEER (Garut Y- Persegi)

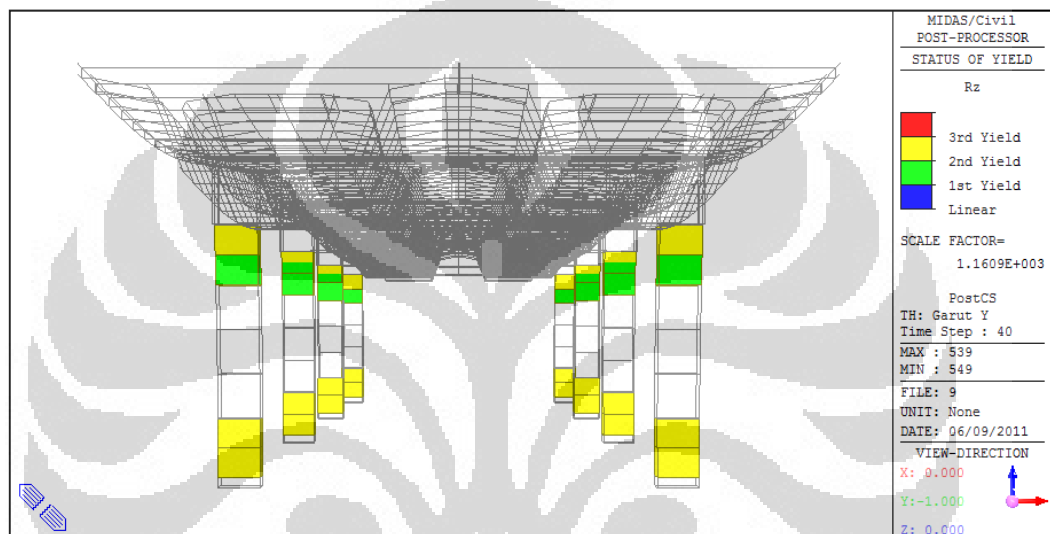
Pola pembentukkan sendi plastis untuk Gempa Selat Sunda dan Garut dalam arah longitudinal diawali oleh pelelehan dari pilar-pilar ujung jembatan. Sebagian besar pelelehan pada pilar kiri dan kanan terjadi pada detik yang bersamaan. Pada pemodelan berdasarkan definisi sendi plastis dari ATC/MCEER, gempa yang berasal dari Ujung Kulon dalam arah longitudinal tidak menyebabkan pelelehan pada elemen pilar jembatan. Hal ini dimungkinkan karena gaya gempa yang masuk pada struktur akibat gempa Ujung Kulon tidak cukup membuat elemen nonlinear pilar mengalami momen yang melebihi kapasitas lelehnya.

Berikut adalah *final condition* yang terjadi pada struktur akibat pembebanan-pembebanan dalam arah gempa longitudinal.



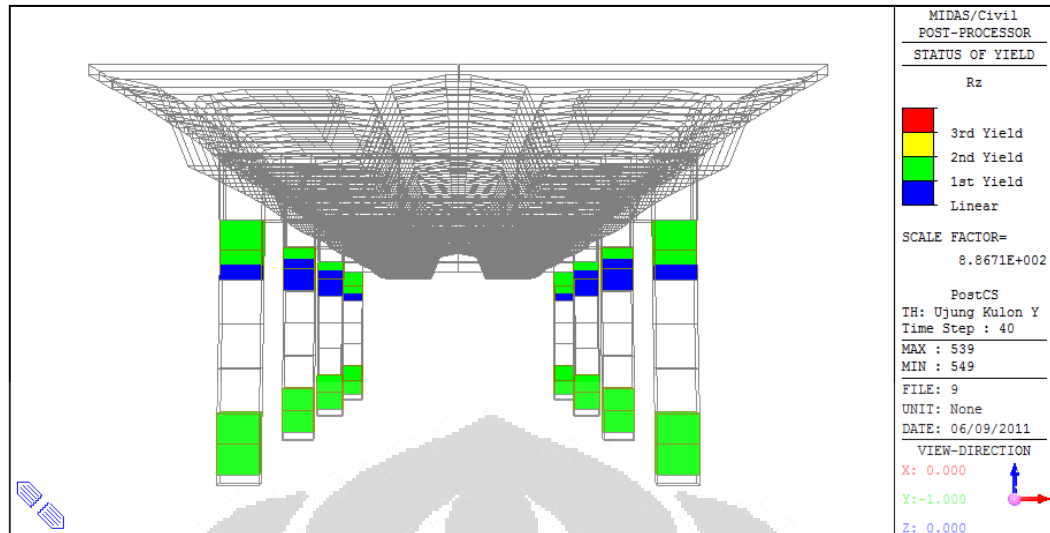
Gambar 4.111 *Final condition* – ATC/MCEER (Selat Sunda Y- Persegi)

Gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal membuat struktur jembatan mengalami pelelehan pada seluruh bagian potensi sendi plastisnya. Sebanyak 100% potensi sendi plastis mengalami pelelehan tingkat 2 (2^{nd} yield). Panjang sendi plastis yang dihasilkan akibat beban gempa ini pun terjadi disepanjang bagian penempatan l_p . Bila dibandingkan dengan kondisi akhir struktur (*final condition*) pada pembebanan gempa yang sama untuk bentuk penampang bulat, diketahui bahwa penampang persegi lebih mudah mengalami pelelehan dibandingkan dengan penampang bulat.



Gambar 4.112 *Final condition* – ATC/MCEER (Garut Y- Persegi)

Akibat beban gempa Garut dalam arah longitudinal, pilar jembatan mengalami pelelehan tingkat dua sebanyak 68.75%. Pada bagian bawah pilar jembatan, sendi plastis terbentuk sepanjang l_p yang diberikan, namun pada bagian atas pilar, hanya terbentuk $\frac{1}{4}$ dan $\frac{1}{2}$ bagian l_p saja. Dari dua gambar di atas, terlihat bahwa gempa Selat Sunda dalam arah longitudinal berdampak lebih berbahaya bila dibandingkan dengan gempa Garut. Hal ini terlihat jelas dari tingkat pelelehan yang terjadi pada struktur pada saat *final condition*.



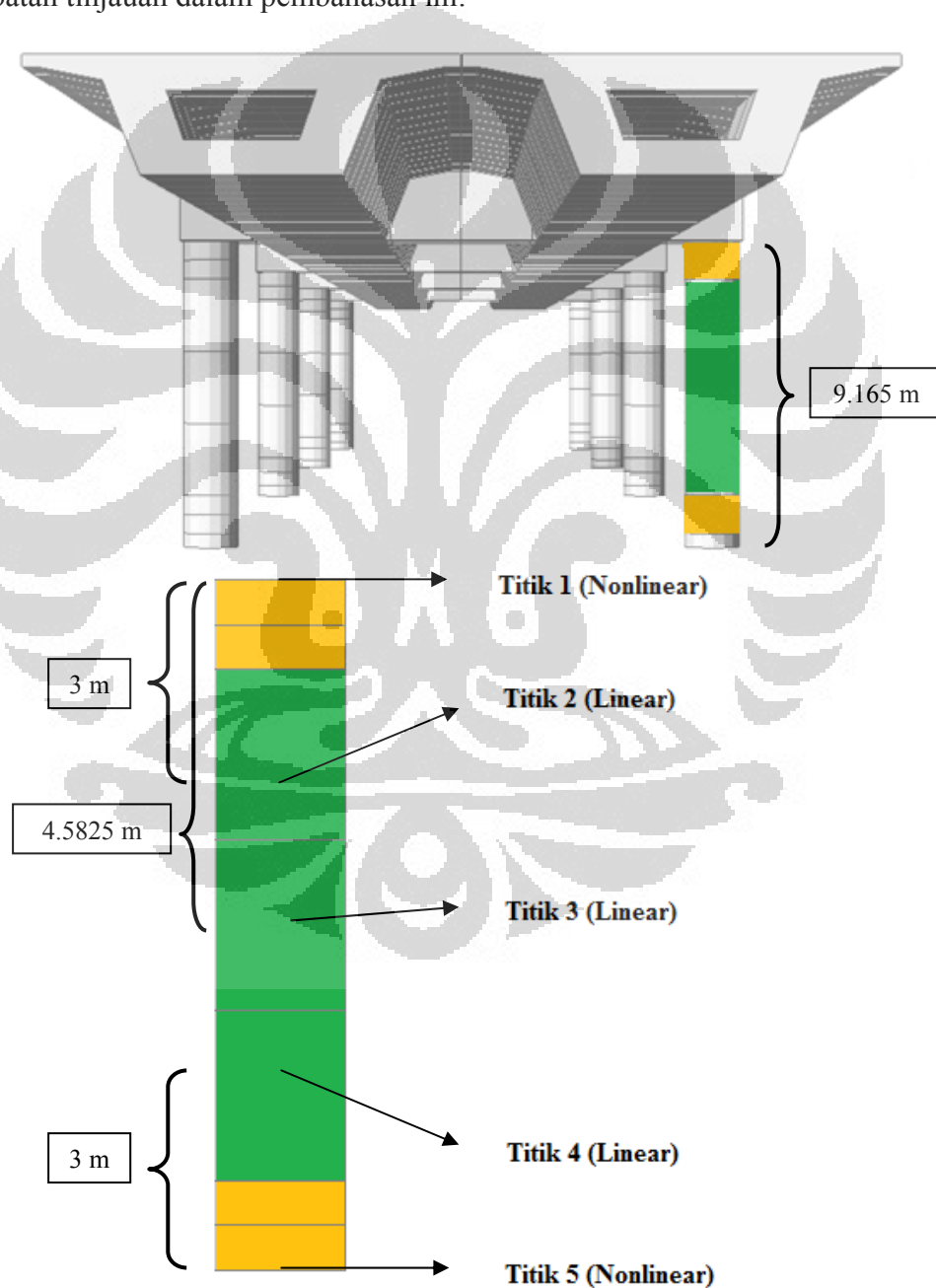
Gambar 4.113 *Final condition* – ATC/MCEER (Ujung Kulon Y- Persegi)

Hal yang berbeda ditunjukkan pada saat kondisi terakhir pembebanan gempa Ujung Kulon arah longitudinal. Terlihat jelas bahwa semua potensi sendi plastis yang ditempatkan tidak mengalami pelepasan. Seluruh potensi sendi plastis hanya mengalami retak saja (ditunjukkan dengan warna hijau). Meskipun ada juga bagian-bagian tertentu pada pilar atas yang masih berada pada keadaan yang linear (ditunjukkan dengan warna biru).

Penjelasan-penjelasan di atas menegaskan bahwa muatan frekuensi dominan *spectrum* gempa sangat mempengaruhi pembentukan sendi plastis pada pilar jembatan. Gempa Selat Sunda merupakan gempa dengan efek yang paling berbahaya, diikuti oleh gempa Garut, dan terakhir adalah gempa Ujung Kulon. Hal lain yang dapat dilihat adalah pengaruh bentuk penampang. Penampang pilar bulat memberikan kinerja yang lebih baik dibandingkan penampang persegi karena berdasarkan urutan dan *final condition* struktur, terbukti bahwa pembentukan sendi plastis lebih mudah terjadi pada penampang persegi.

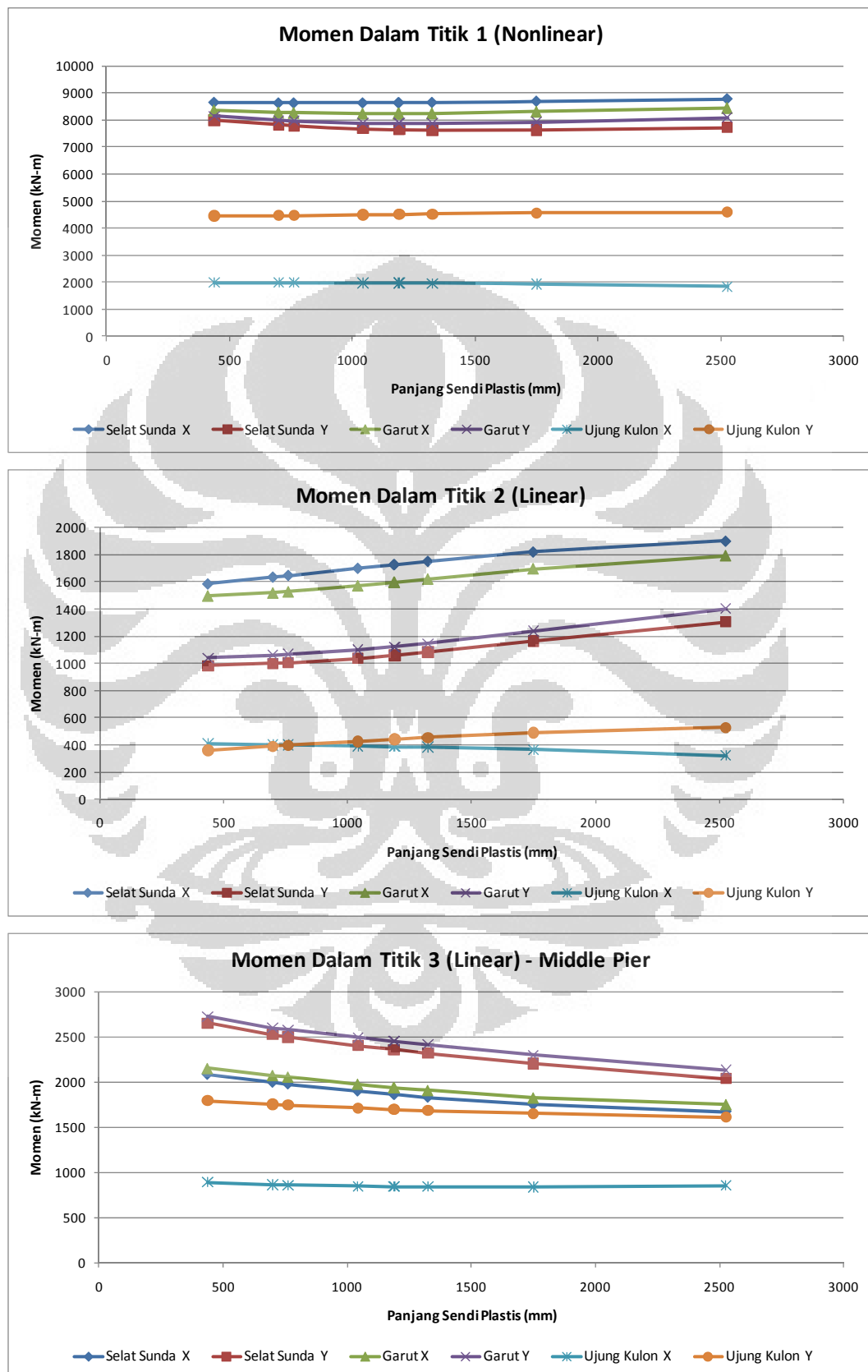
4.2.2.4 Evolusi Gaya Dalam Elemen

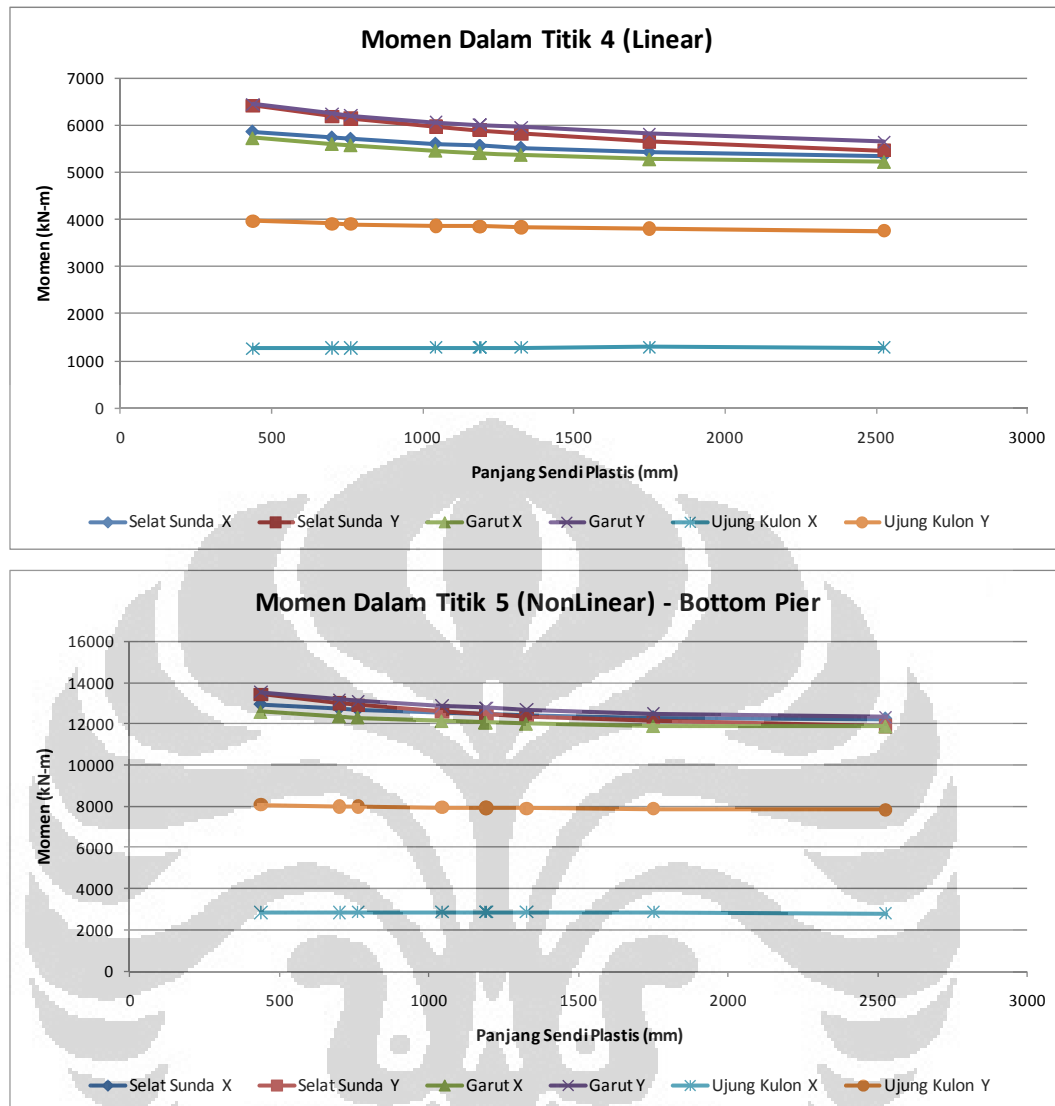
Pemodelan struktur dengan adanya elemen nonlinear memungkinkan struktur mengalami distribusi gaya-gaya dalam akibat terjadinya plastifikasi. Dalam penelitian ini akan ditunjukkan bagaimana perbedaan gaya-gaya dalam yang terjadi pada elemen pilar jembatan pada tiap penempatan panjang sendi plastis. Dalam hal ini akan dipilih salah satu bagian pilar tinjauan untuk melihat nilai-nilai momen yang terjadi pada elemen tersebut. Gambar berikut adalah posisi pilar jembatan tinjauan dalam pembahasan ini:



Gambar 4.114 Pilar tinjauan untuk evolusi gaya dalam elemen

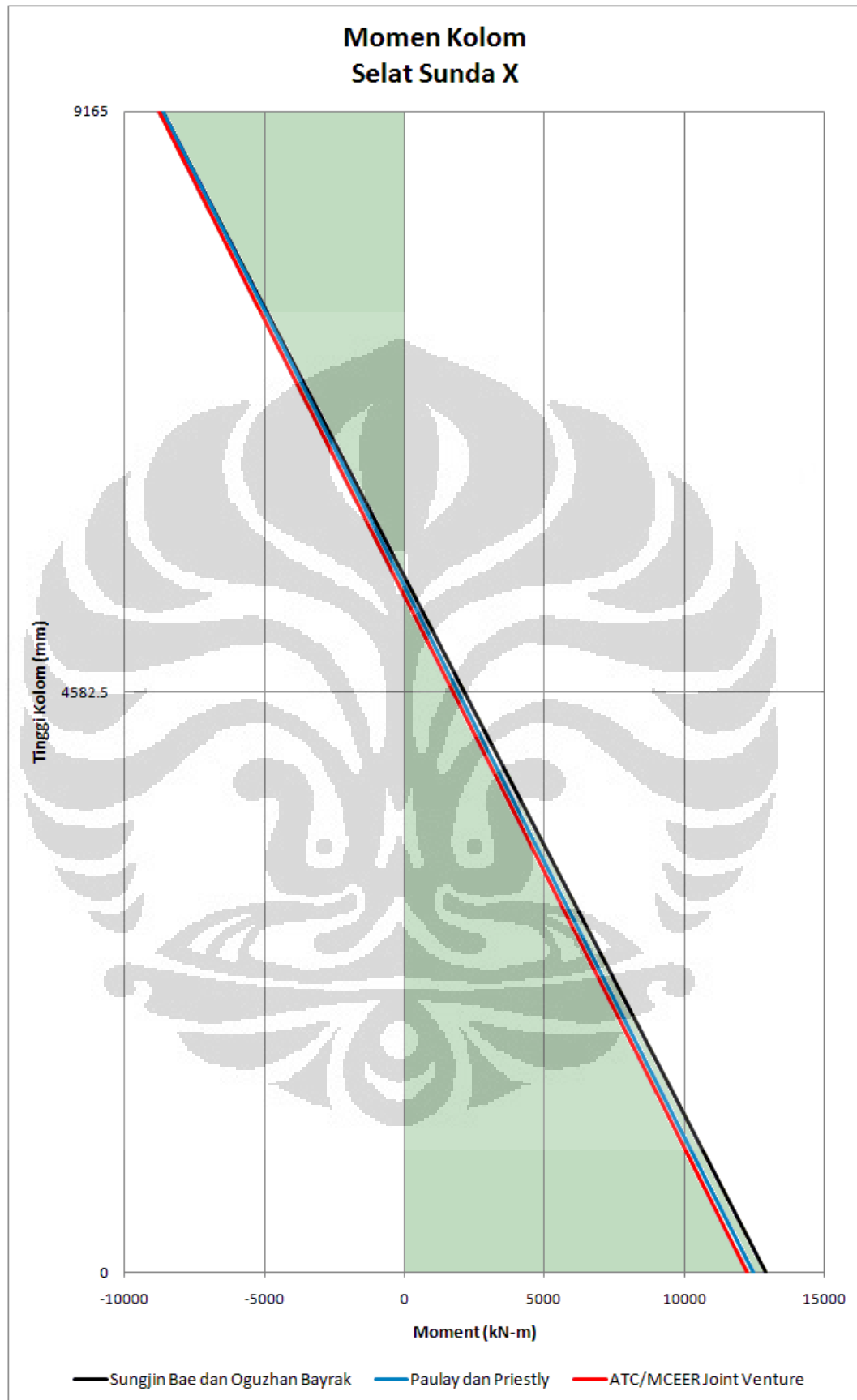
Berikut adalah grafik nilai-nilai momen pada titik-titik tinjauan untuk suatu waktu tertentu berdasarkan momen maksimum pada bagian tengah pilar:



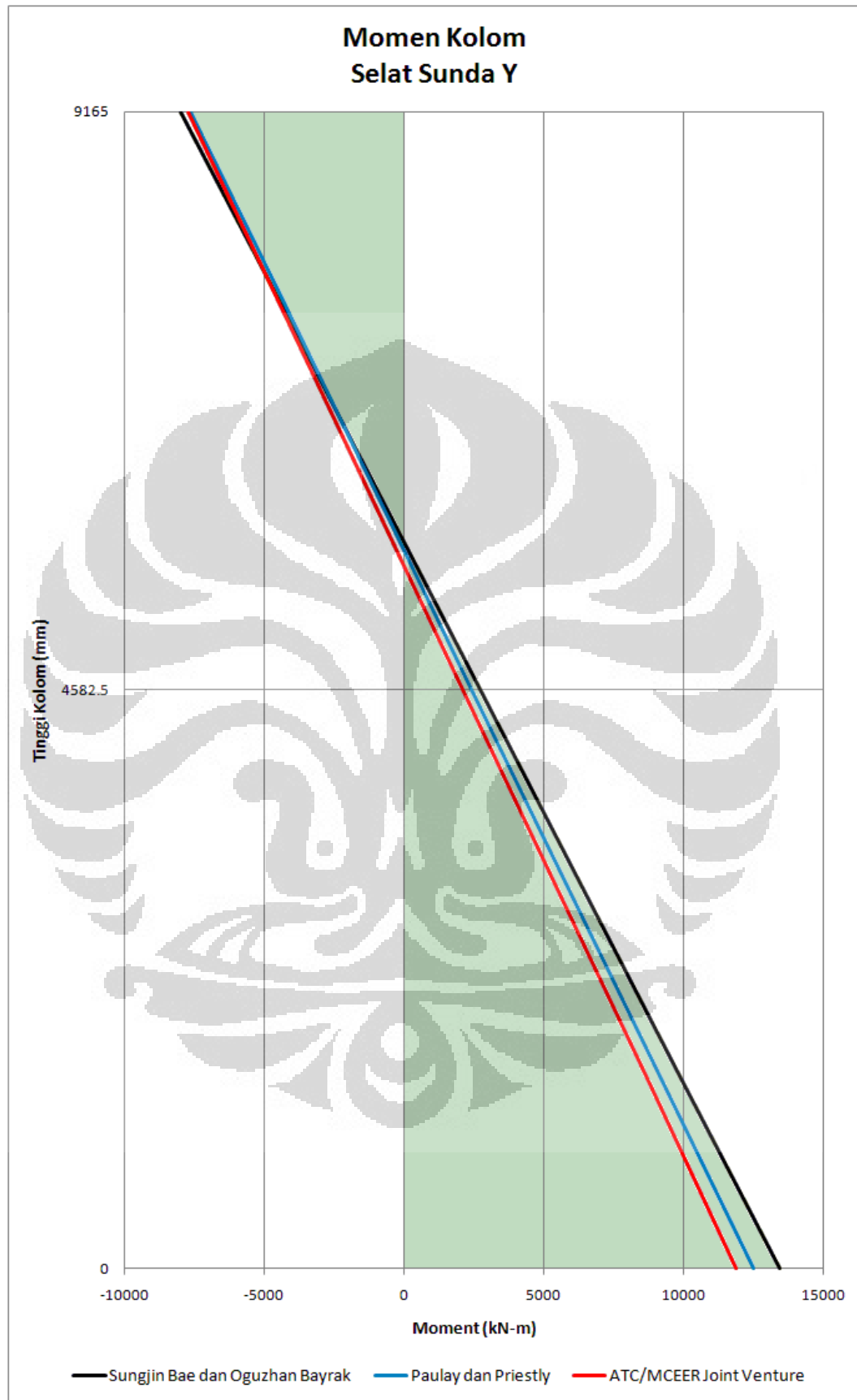


Gambar 4.115 Gaya momen dalam pada titik tinjauan.

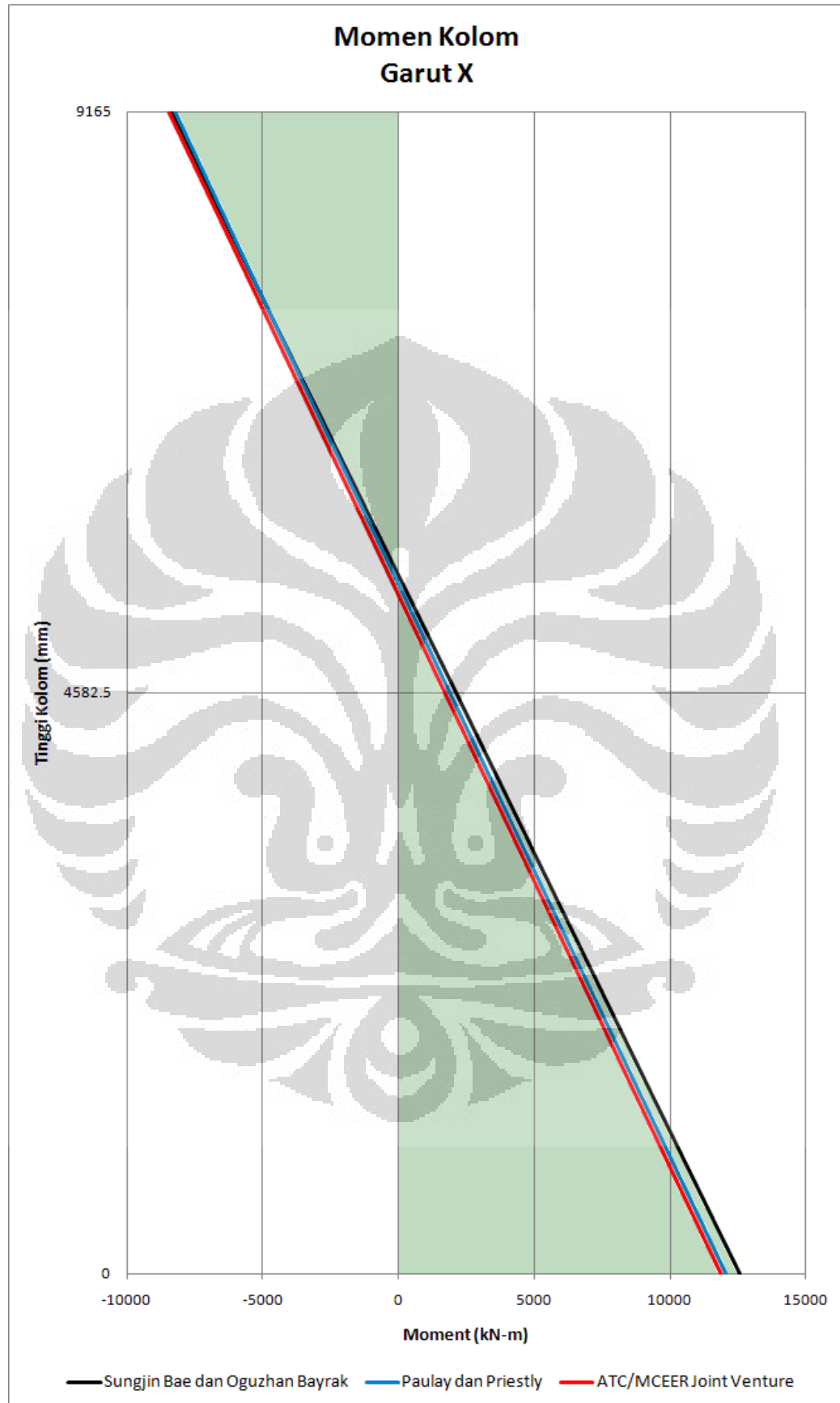
Ada perbedaan momen dalam pada tiap titik tinjauan. Pada tinjauan pilar pada titik 3-5, terlihat bahwa momen yang terjadi berkurang seiring dengan panjang sendi plastis yang lebih besar. Sementara pada tinjauan titik 2, nilai momen yang terjadi cenderung membesar untuk penempatan sendi plastis yang lebih panjang. Hal ini dikarenakan titik tinjauan tersebut berada dibawah titik pertemuan *gradient* momen dari tiap pemodelan. Untuk melihat hal tersebut, berikut adalah gambar *gradient* momen pada pilar untuk suatu waktu tertentu. Agar garis *gradient* tidak terlalu menumpuk, maka hanya dipilih 3 panjang sendi plastis, yaitu yang terpendek (*Sungjin Bae & Oguzhan Bayrak*), terpanjang (*ATC/MCEER Joint Venture*), dan yang berada diantaranya (*Paulay & Priestly*).



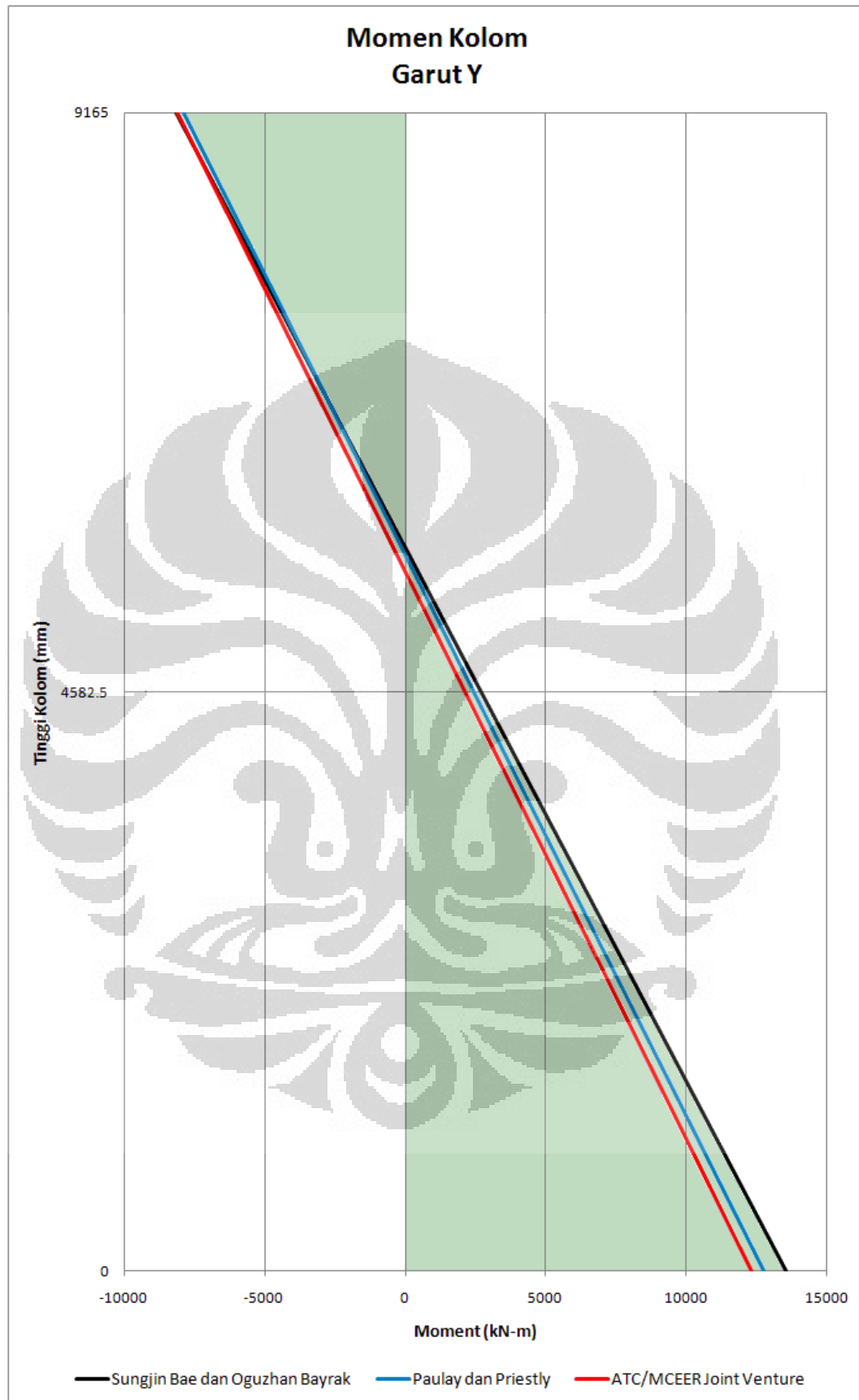
Gambar 4.116 *Gradient* momen dalam pilar gempa Selat Sunda X



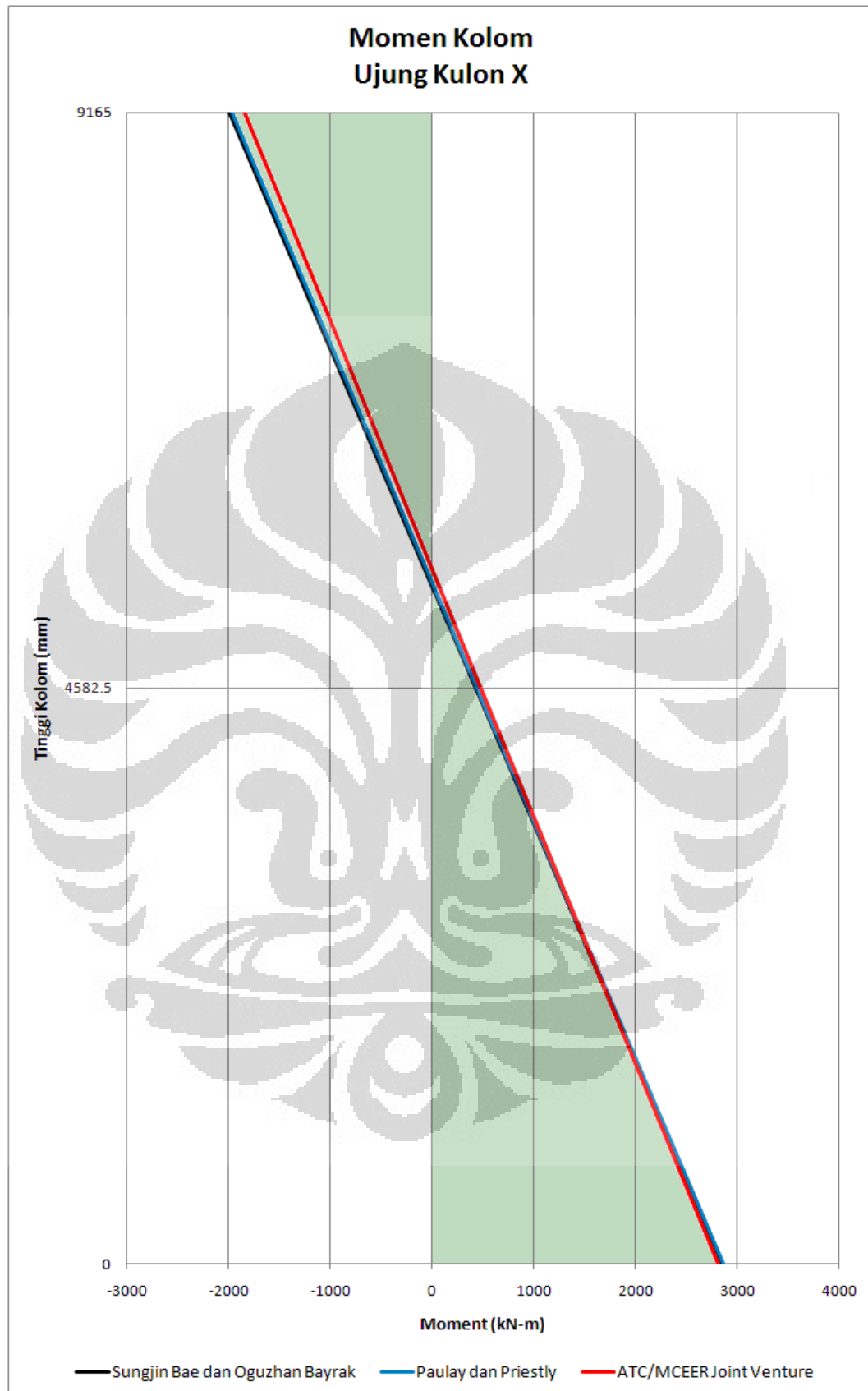
Gambar 4.117 *Gradient* momen dalam pilar gempa Selat Sunda Y



Gambar 4.118 *Gradient* momen dalam pilar gempa Garut X



Gambar 4.119 *Gradient* momen dalam pilar gempa Garut Y



Gambar 4.120 *Gradient* momen dalam pilar gempa Ujung Kulon X



Gambar 4.121 *Gradient* momen dalam pilar gempa Ujung Kulon Y

Adanya perbedaan *gradient* momen maksimum pada tiap pemodelan dengan panjang sendi plastis yang berbeda disebabkan karena perbedaan volume elemen nonlinear pada satu tiang jembatan. Pilar dengan penempatan elemen nonlinear terpanjang (*ATC/MCEER Joint Venture*) memiliki volume elemen nonlinear yang paling banyak dan memiliki kemampuan berotasi plastis yang lebih besar. Hal tersebut memungkinkan kekakuan total pilar berkurang dengan terbentuknya retak dan plastifikasi (pelelehan baja tulangan) pada elemen nonlinear atau potensi sendi plastis tersebut. Sehingga momen-momen yang dialami pilar tersebut juga akan menjadi lebih kecil.

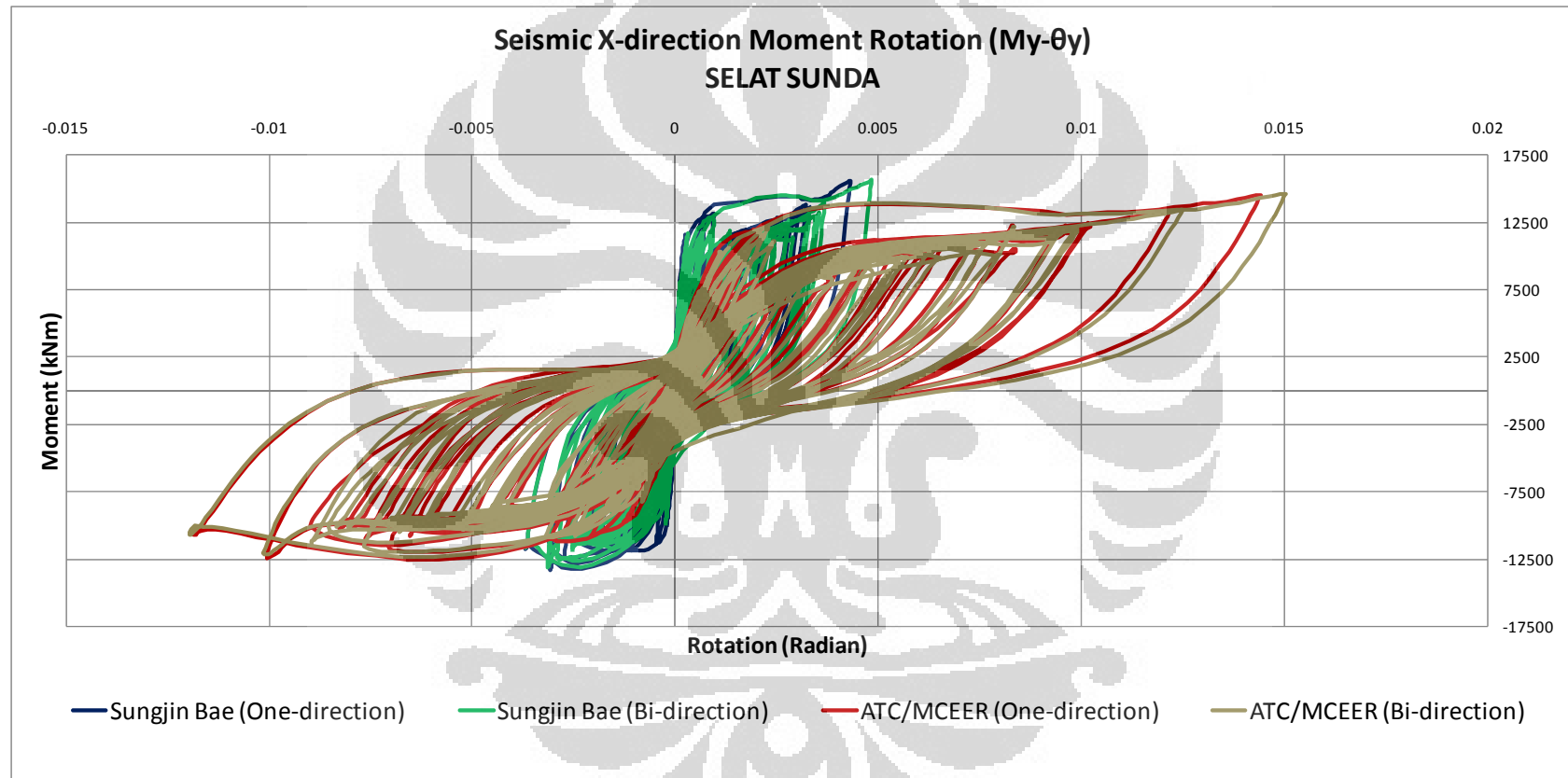
Hal sebaliknya terjadi pada pilar dengan penempatan panjang sendi plastis berdasarkan rumusan *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak* (panjang sendi plastis terpendek). Dalam hal ini kekakuan total satu pilar lebih besar dibandingkan dengan pada kasus sebelumnya, karena volume elemen nonlinear yang mampu mengalami retak dan pelelehan lebih sedikit. Hal tersebut akan membuat momen yang dialami pilar menjadi relatif lebih besar. Dari penjelasan ini diketahui bahwa penempatan elemen nonlinear yang berbeda pada struktur akan mempengaruhi gaya-gaya dalam dan distribusi gaya-gaya dalam tersebut pada struktur.

4.2.3 Pengaruh Gempa Dua Arah (*Bi-direction Earthquake*)

Gempa yang bekerja pada struktur dapat saja terjadi dalam satu arah beban ataupun lebih. Dalam desain struktur berdasarkan metode analisa *elastic response spectra*, telah dilakukan kombinasi beban gempa pada arah melintang dan longitudinal jembatan untuk mendapatkan respons maksimum struktur. Kombinasi beban dilakukan berdasarkan rumusan $100\%X + 30\%Y$ dan $100\%Y + 30\%X$. Untuk mengetahui efek pembebanan dua arah gempa (*bi-direction earthquake loading*) terhadap respons struktur, maka dalam analisa riwayat waktu nonlinear juga dilakukan kombinasi beban-beban gempa longitudinal dan transversal berdasarkan rumusan yang telah disebutkan di atas.

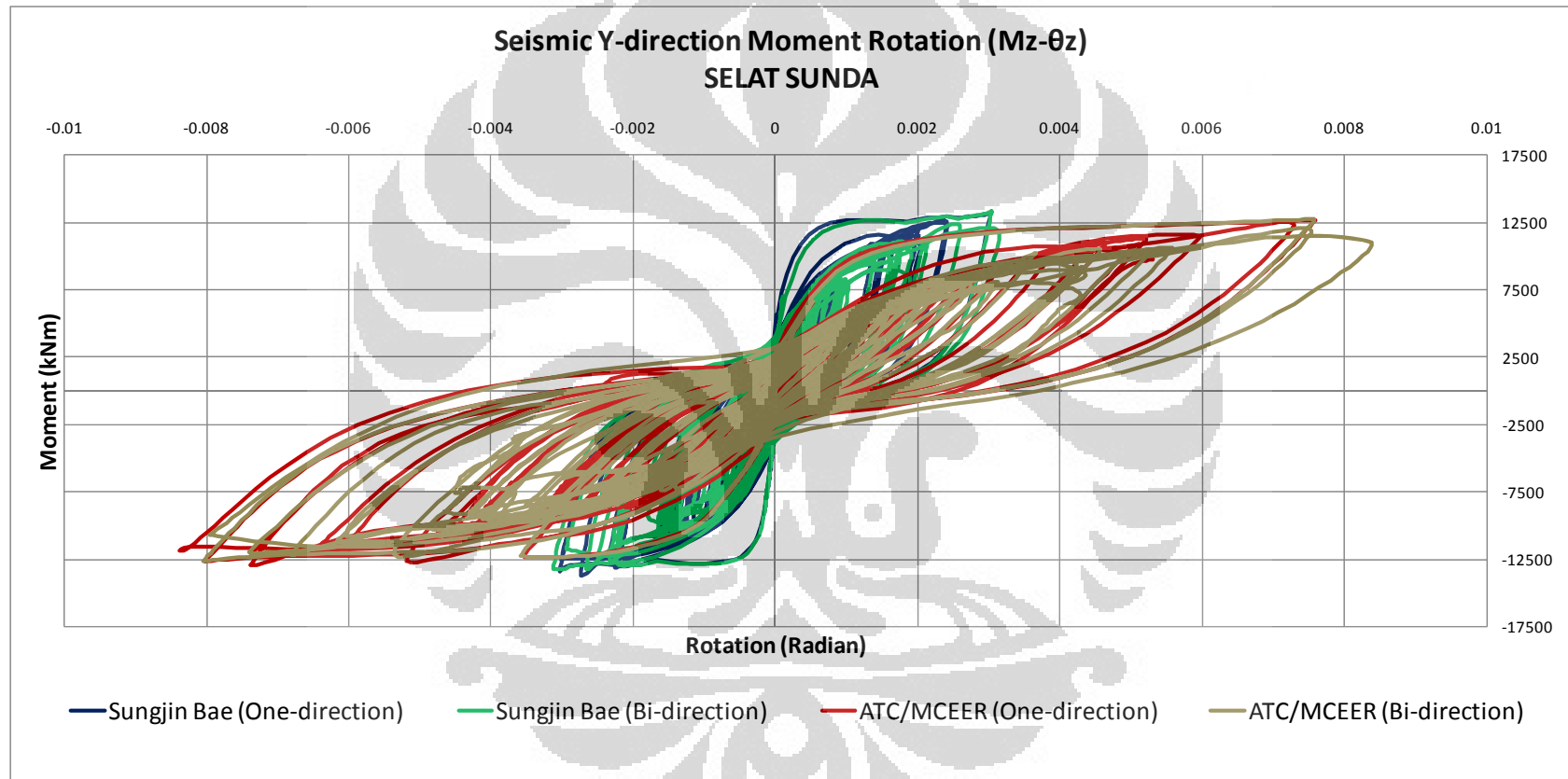
Untuk memperlihatkan pengaruh beban gempa dua arah, maka diambil salah satu elemen nonlinear tinjauan seperti pada pembahasan dalam subbab 4.2.1 (elemen 542). Berikut adalah respons kurva momen-rotasi pada elemen tinjauan tersebut, untuk beban gempa dengan efek paling berbahaya (Selat Sunda).

Gambar berikut ini menunjukkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear pilar berpenampang bulat (*circular section*) untuk pemodelan dengan rumusan panjang sendi plastis berdasarkan *Sungjin Bae & Oguzhan Bayrak* (l_p terpendek) dan *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang). Untuk Gempa *bi-direction*, seismic *X-direction* adalah beban gempa dengan kombinasi 100%X + 30%Y.



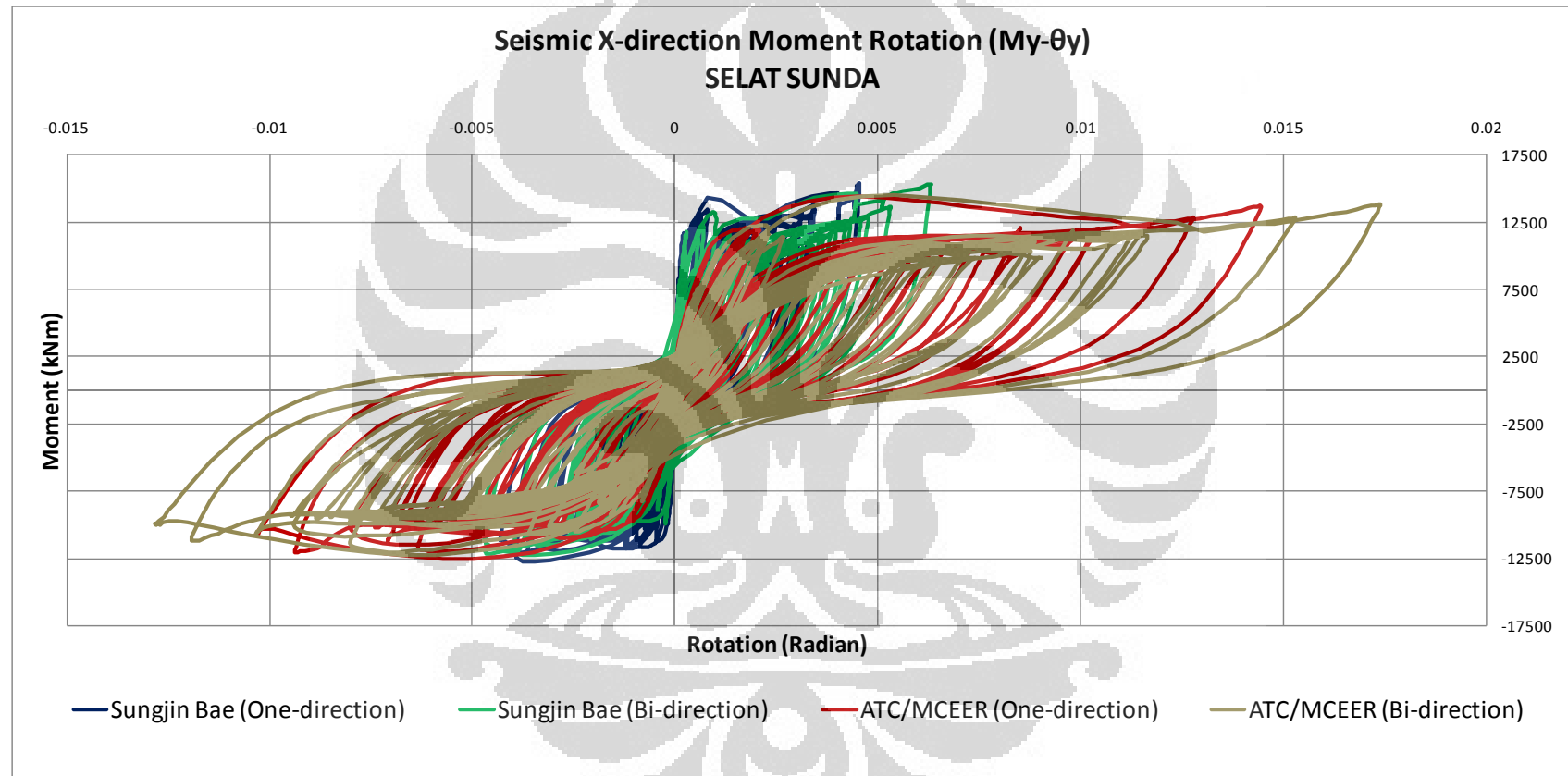
Gambar 4.122 Kurva momen-rotasi gempa 100%X + 30%Y (Circular)

Gambar berikut ini menunjukkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear pilar berpenampang bulat (*circular section*) untuk pemodelan dengan rumusan panjang sendi plastis berdasarkan *Sungjin Bae & Oguzhan Bayrak* (l_p terpendek) dan *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang). Untuk Gempa *bi-direction*, *seismic Y-direction* adalah beban gempa dengan kombinasi 100%Y + 30%X.



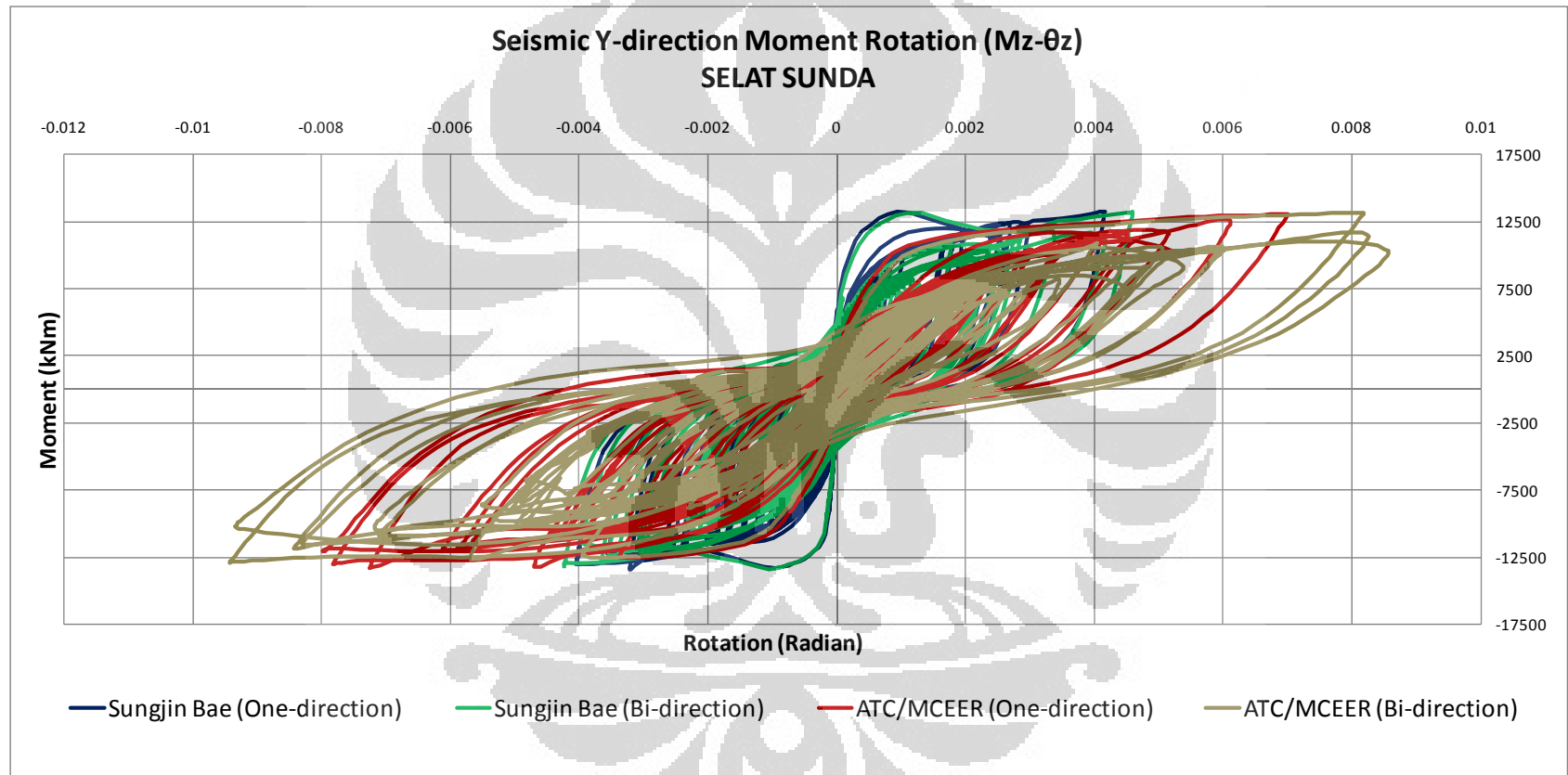
Gambar 4.123 Kurva momen-rotasi gempa 100%Y + 30%X (Circular)

Gambar berikut ini menunjukkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear pilar berpenampang persegi (*rectangular section*) untuk pemodelan dengan rumusan panjang sendi plastis berdasarkan *Sungjin Bae & Oguzhan Bayrak* (l_p terpendek) dan *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang). Untuk Gempa *bi-direction, seismic X-direction* adalah beban gempa dengan kombinasi $100\%X + 30\%Y$.



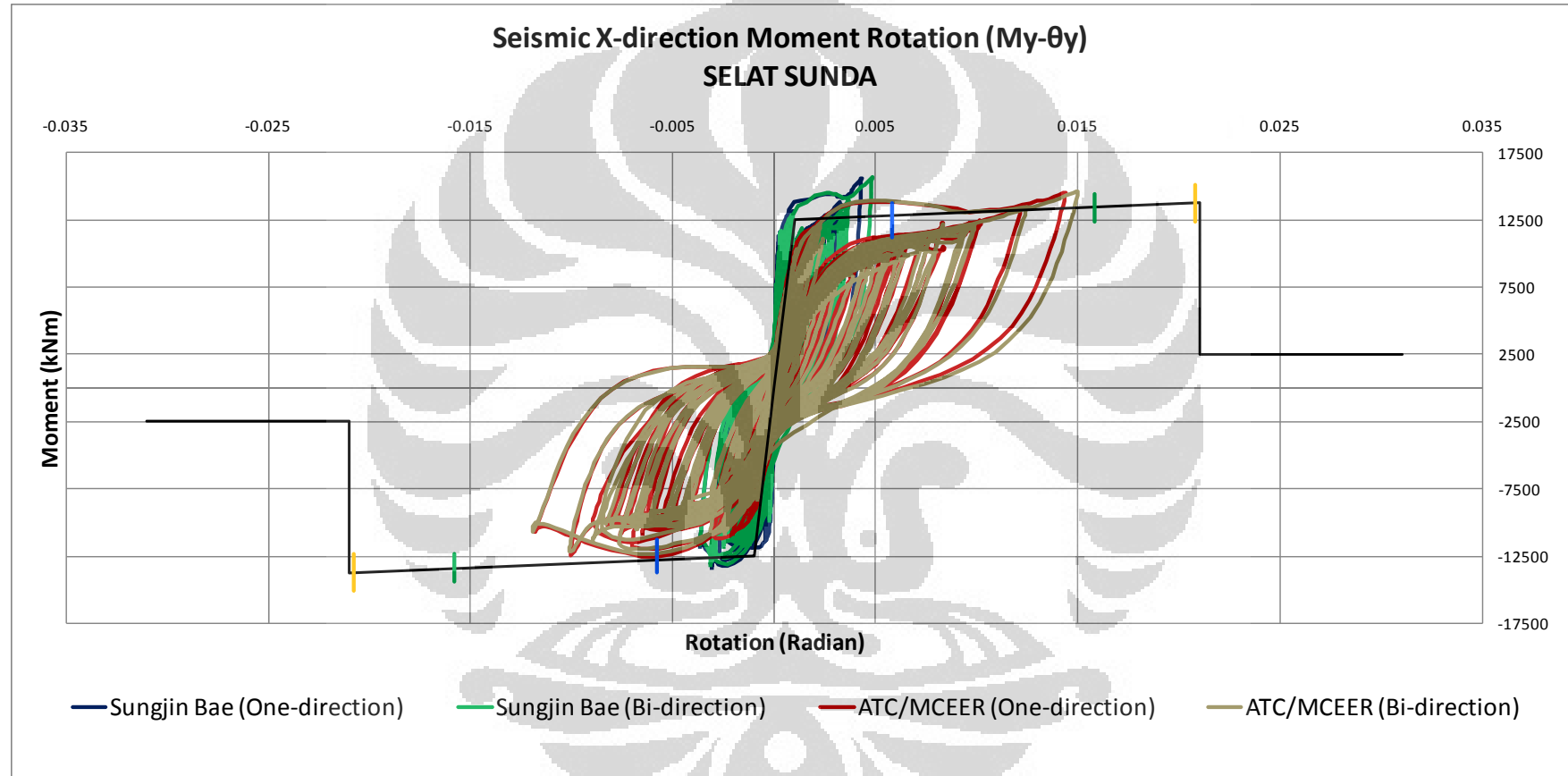
Gambar 4.124 Kurva momen-rotasi gempa $100\%X + 30\%Y$ (*Rectangular*)

Gambar berikut ini menunjukkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear pilar berpenampang persegi (*rectangular section*) untuk pemodelan dengan rumusan panjang sendi plastis berdasarkan *Sungjin Bae & Oguzhan Bayrak* (l_p terpendek) dan *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang). Untuk Gempa *bi-direction*, seismic *Y-direction* adalah beban gempa dengan kombinasi 100%Y + 30%X.



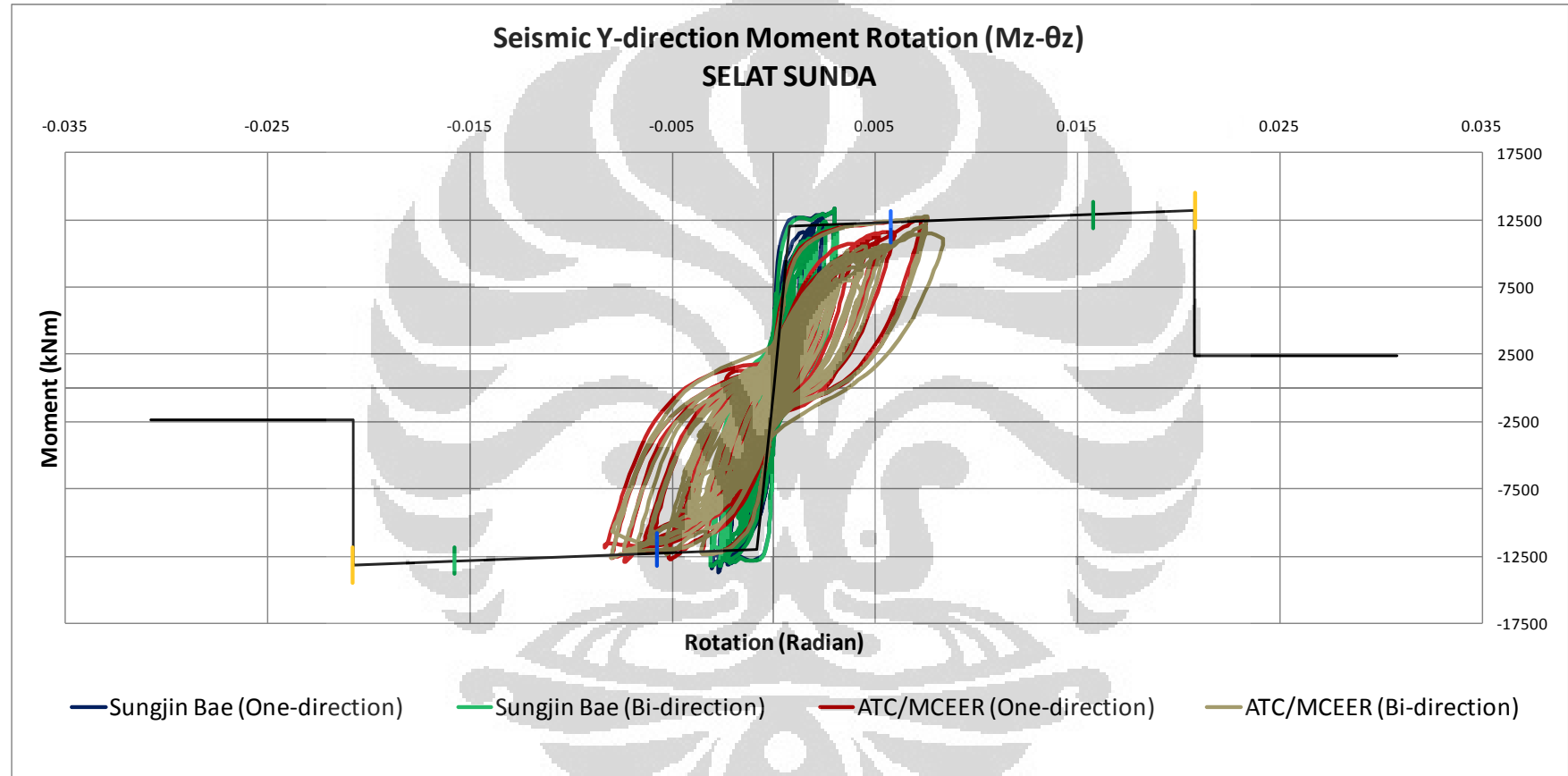
Gambar 4.125 Kurva momen-rotasi gempa 100%Y + 30%X (*Rectangular*)

Berikut ini adalah hasil kinerja struktur berdasarkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear tinjauan yang diplot bersamaan dengan *acceptance criteria* berdasarkan FEMA 356 untuk beban gempa *seismic X-direction* (Penampang bulat):



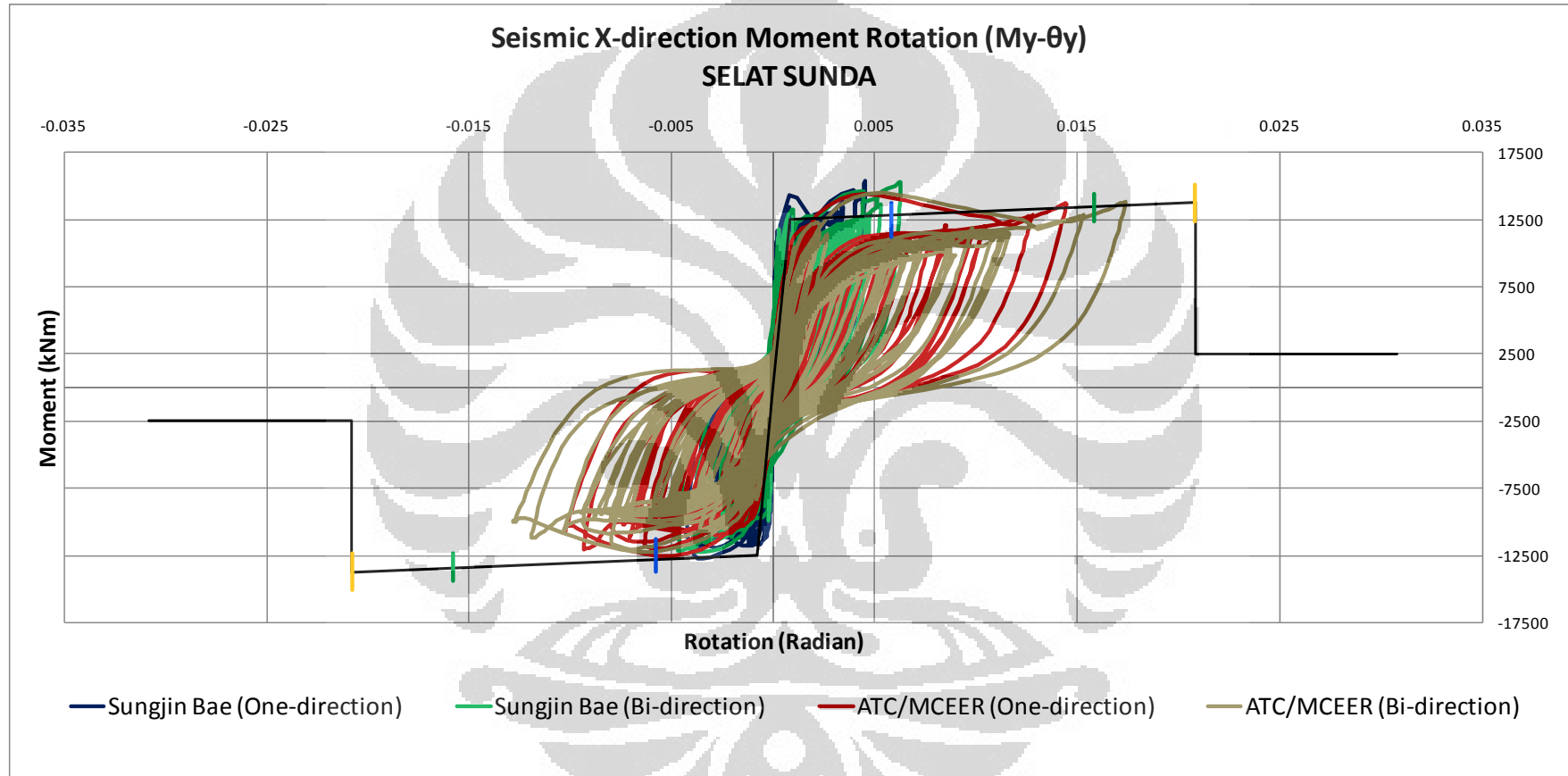
Gambar 4.126 Kinerja Struktur akibat beban $100\%X + 30\%Y$ (Circular)

Berikut ini adalah hasil kinerja struktur berdasarkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear tinjauan yang diplot bersamaan dengan *acceptance criteria* berdasarkan FEMA 356 untuk beban gempa *seismic Y-direction* (Penampang bulat):



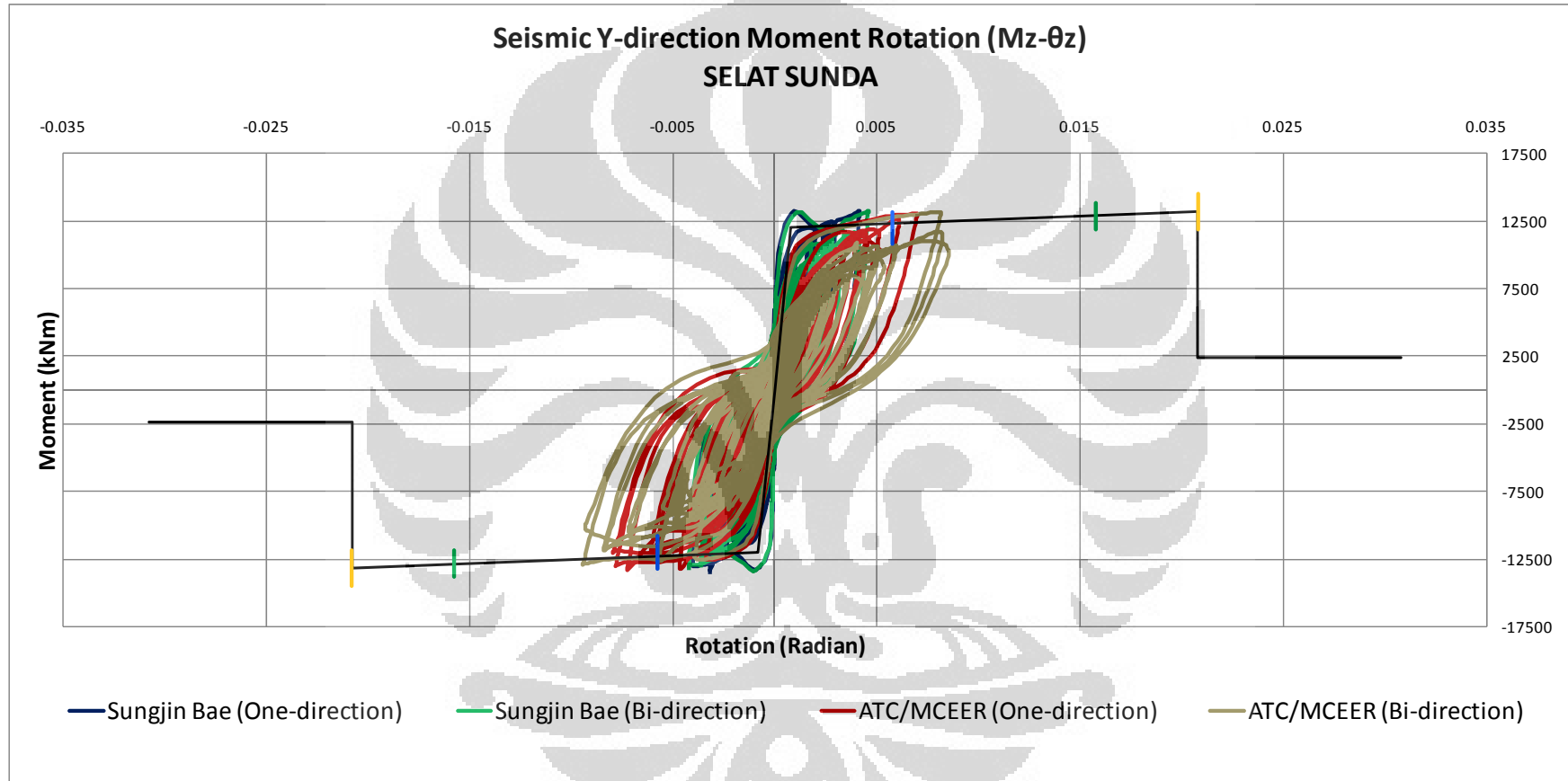
Gambar 4.127 Kinerja Struktur akibat beban $100\%Y + 30\%X$ (Circular)

Berikut ini adalah hasil kinerja struktur berdasarkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear tinjauan yang diplot bersamaan dengan *acceptance criteria* berdasarkan FEMA 356 untuk beban gempa *seismic X-direction* (Penampang persegi):



Gambar 4.128 Kinerja Struktur akibat beban $100\%X + 30\%Y$ (Rectangular)

Berikut ini adalah hasil kinerja struktur berdasarkan kurva momen-rotasi pada elemen nonlinear tinjauan yang diplot bersamaan dengan *acceptance criteria* berdasarkan FEMA 356 untuk beban gempa *seismic Y-direction* (Penampang persegi):



Gambar 4.129 Kinerja Struktur akibat beban 100%Y + 30%X (Rectangular)

Gambar-gambar di atas jelas menunjukkan bahwa beban gempa dua arah (*bi-directional earthquake*), mempunyai efek yang lebih berbahaya bila dibandingkan dengan pembebanan gempa dalam satu arah pembebanan saja. Hal ini ditunjukkan oleh nilai rotasi maksimum akibat beban gempa dua arah yang lebih besar dibanding dengan rotasi maksimum akibat beban gempa satu arah. Tentu saja hal tersebut akan secara langsung mempengaruhi kinerja struktur yang dihasilkan.

Untuk tingkatan kinerja struktur pada penampang pilar bulat, terlihat bahwa dengan membesarnya rotasi maksimum akibat pembebanan gempa dua arah, dihasilkan kinerja struktur yang lebih mendekati *life safety*. Meskipun untuk penampang pilar bulat, tetap dihasilkan kinerja struktur dalam level *immediate occupancy* (kinerja struktur akibat beban gempa kombinasi 100%X + 30%Y pada pemodelan dengan panjang l_p berdasarkan rumusan *ATC/MCEER Joint Venture*).

Untuk tingkatan kinerja struktur pada penampang pilar persegi, terlihat bahwa pembebanan gempa dua arah dengan kombinasi 100%X + 30%Y membuat kinerja struktur yang dihasilkan oleh pemodelan tersebut berada pada level kinerja *life safety*. Level kinerja tersebut dihasilkan oleh pemodelan dengan panjang sendi plastis berdasarkan rumusan *ATC/MCEER Joint Venture*.

Penjelasan dan gambar-gambar di atas memperlihatkan bahwa pengaruh beban gempa dua arah (*bi-direction earthquake loading*) memiliki dampak yang lebih besar pada bentuk penampang persegi. Hal ini ditunjukkan oleh besarnya selisih rotasi maksimum pada tiap pemodelan yang dijabarkan dalam tabel:

Tabel 4.22 Selisih rotasi maksimum penampang bulat dan persegi

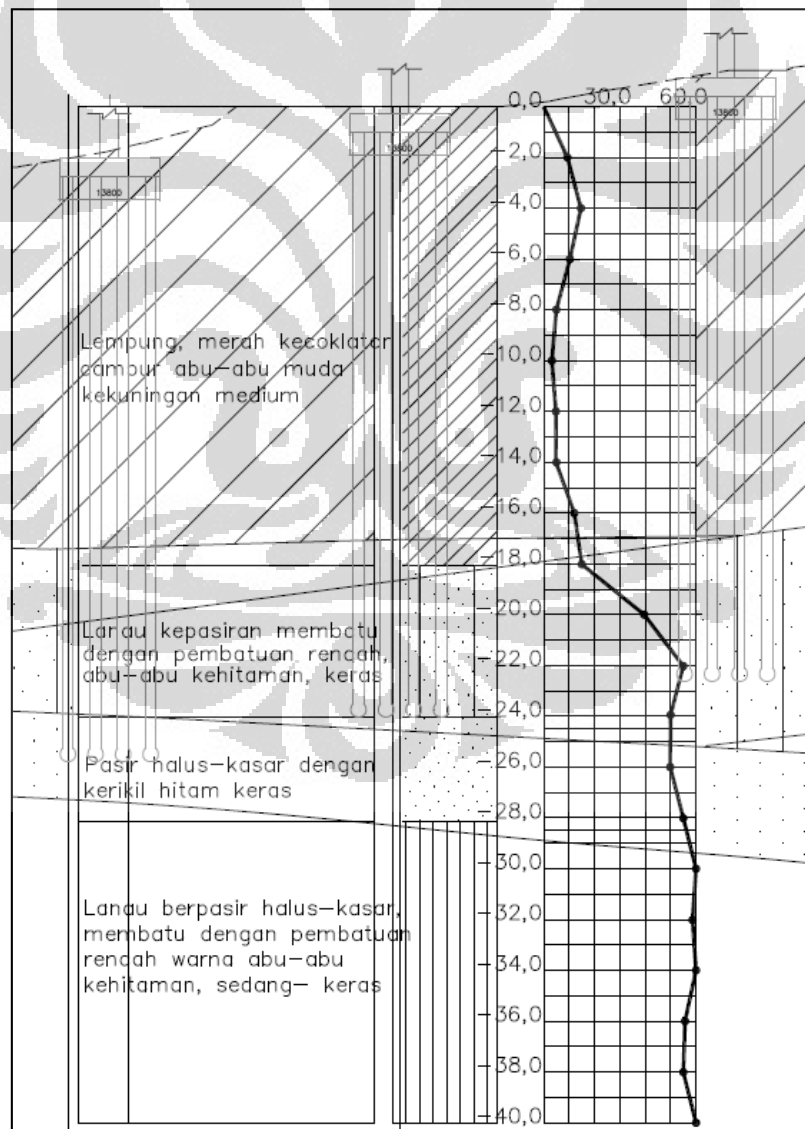
Gempa	Penampang Bulat					
	Sungjin Bae			ATC/MCEER		
	One-direction	Bi-direction	Δ Rotasi Max	One-direction	Bi-direction	Δ Rotasi Max
X-direction	0.004312	0.004830	0.000518	0.014400	0.015013	0.000613
Y-direction	0.003031	0.003154	0.000124	0.007585	0.008394	0.000808

Gempa	Penampang Persegi					
	Sungjin Bae			ATC/MCEER		
	One-direction	Bi-direction	Δ Rotasi Max	One-direction	Bi-direction	Δ Rotasi Max
X-direction	0.004555	0.006301	0.001746	0.014451	0.017400	0.002950
Y-direction	0.004161	0.004595	0.000434	0.007010	0.008577	0.001567

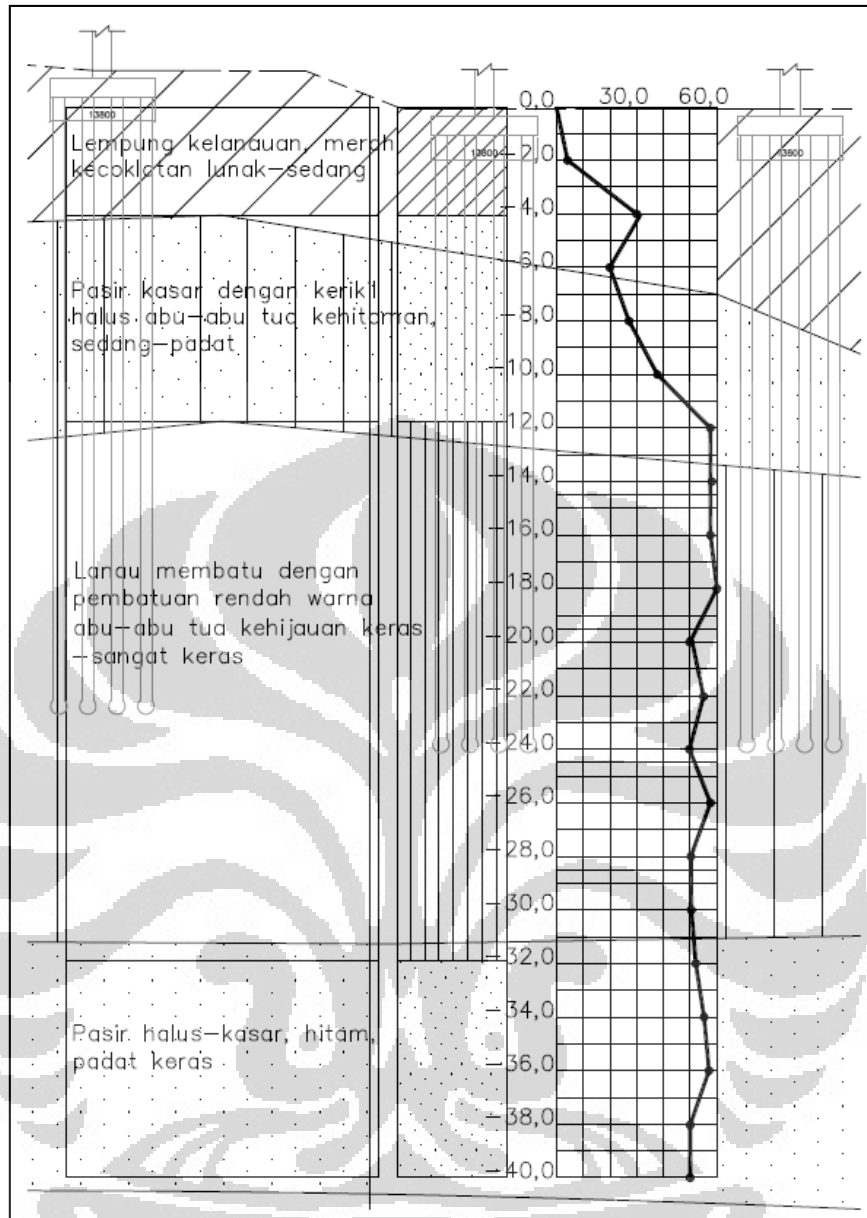
4.2.4 Pengaruh Pemodelan Pondasi Terhadap Hasil Analisa

Tingkat akurasi analisa struktur dapat ditingkatkan dengan melakukan pemodelan pondasi bersamaan dengan struktur portal dan struktur atas jembatan (*box girder*). Dalam penelitian ini juga akan ditunjukkan pengaruh pemodelan pondasi jembatan terhadap hasil kinerja dan respons struktur yang dihasilkan. Adapun hubungan interaksi antara tanah setempat dengan tiang bor dan *pile cap* dimodelkan dengan menggunakan *point spring support*.

Nilai-nilai konstanta pegas tanah ditentukan berdasarkan ketentuan dalam SNI 2833:2008. Data N-SPT tanah pada daerah rencana akan digunakan sebagai acuan dalam perhitungan konstanta pegas. Berikut ini adalah gambar yang menunjukkan keadaan tanah setempat (data N-SPT tanah):



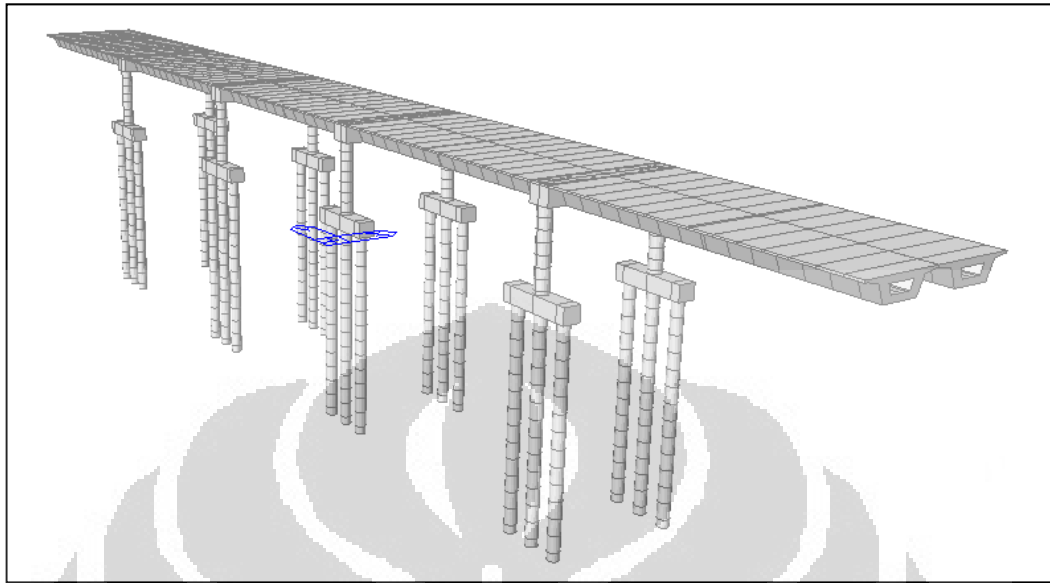
Gambar 4.130 Data N-SPT tanah untuk tiang P43-P44



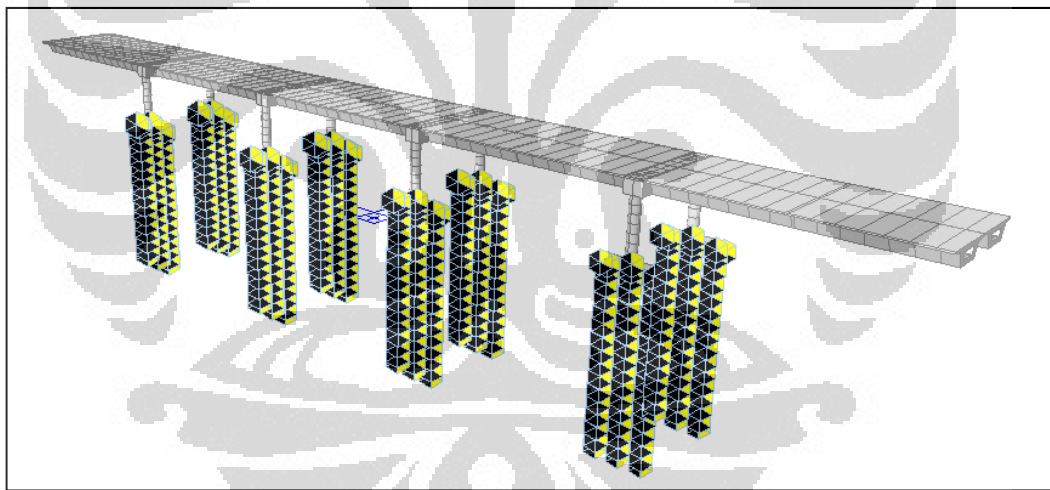
Gambar 4.131 Data N-SPT tanah untuk tiang P45-P46

Dalam penelitian ini digunakan 3 buah *bored pile* untuk tiap pilar jembatan dengan penempatan memanjang dalam arah longitudinal jembatan. Ukuran tiang bor yang dipakai adalah diameter 1500 mm. Tiang bor di masukkan hingga lapisan tanah keras tanah, sehingga panjang total tiang bor yang digunakan adalah 27 meter. Adapun ukuran pile cap yang digunakan adalah 2200 x 2000 x 10000 mm³. Keterangan mengenai data dimensi pondasi dan perhitungan konstanta pegas untuk pemodelan linear *point spring support* dalam program MIDAS diberikan dalam lampiran penelitian ini.

Berikut ini adalah pemodelan struktur jembatan berikut dengan pondasinya yang dilakukan dalam program MIDAS:



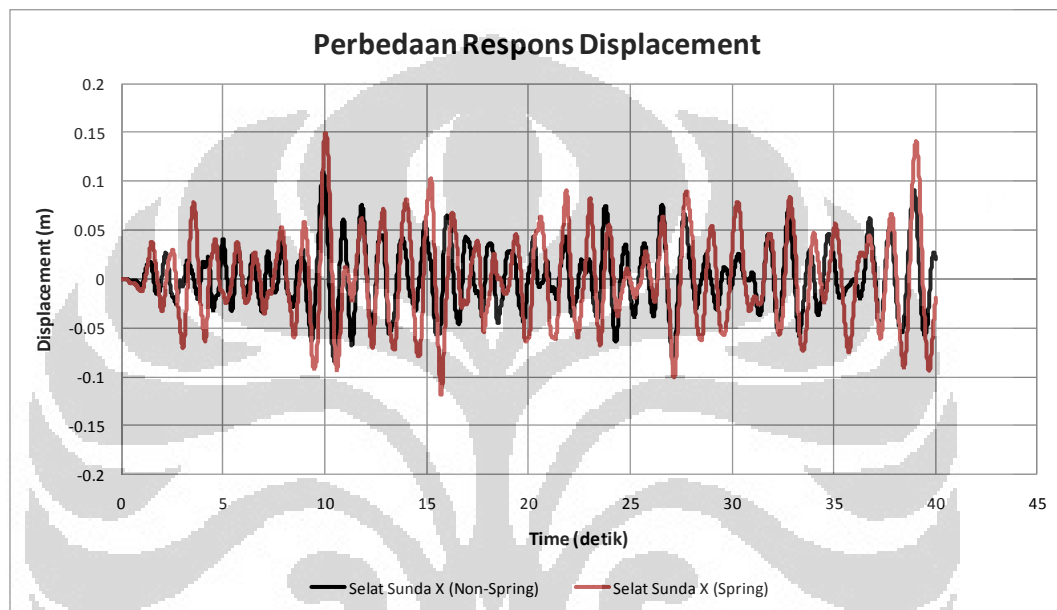
Gambar 4.132 Pemodelan jembatan berikut dengan model pondasinya



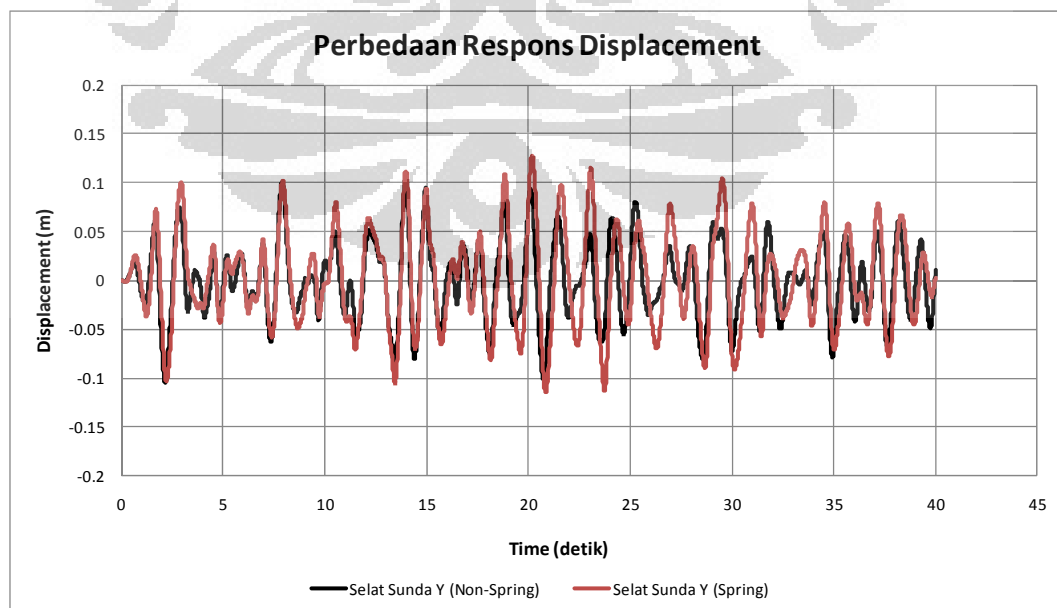
Gambar 4.133 Penempatan *point spring support* dalam pemodelan

Analisa struktur berdasarkan pemodelan di atas akan digunakan sebagai perbandingan terhadap pemodelan-pemodelan sebelumnya yang tidak menggunakan elemen *pile cap* dan *bored pile*. Pemodelan pondasi dengan menggunakan linear *point spring support* akan secara langsung mempengaruhi karakteristik dinamis struktur. Hal ini juga pasti akan mempengaruhi gaya gempa yang masuk dalam struktur jembatan.

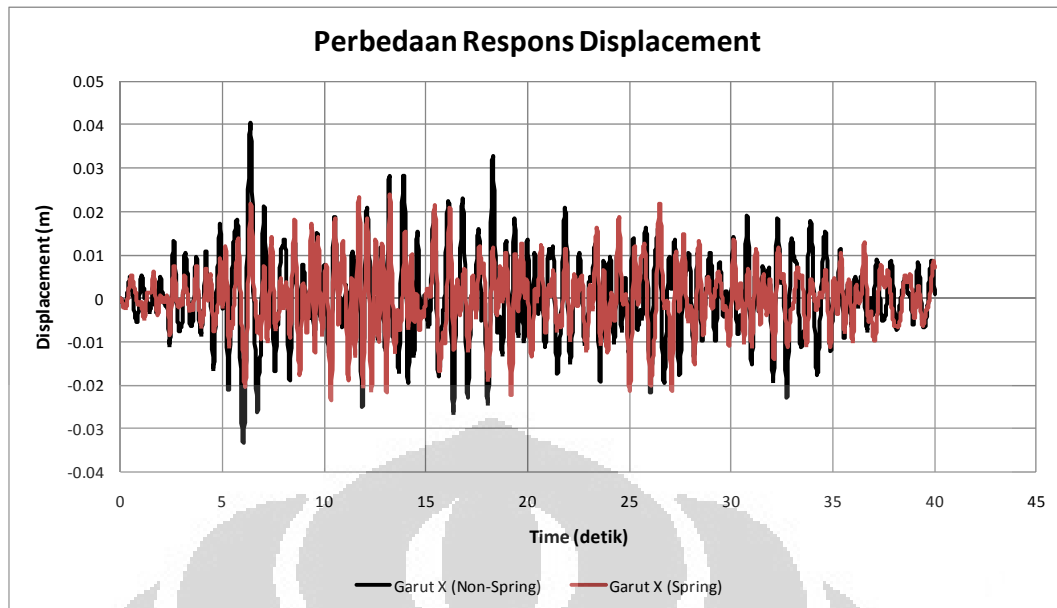
Berikut ini akan dibahas mengenai perbedaan respons *displacement* nodal, kurva momen-rotasi, dan kinerja struktur yang dihasilkan dari pemodelan struktur pilar bulat tanpa *spring support* pondasi dan dengan *spring support* pondasi akibat berbagai pembebanan gempa. Adapun untuk respons *displacement*, dipilih suatu nodal tinjauan yang sama seperti pada subbab 4.2.2.1, yaitu nodal pada posisi puncak portal jembatan (nodal 202).



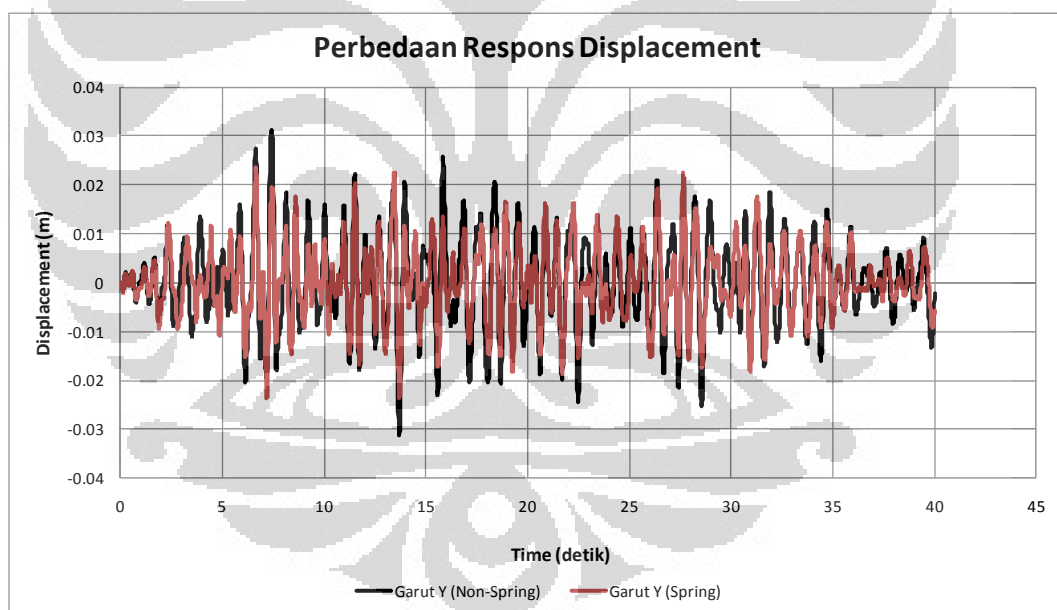
Gambar 4.134 Perbedaan respons *displacement* gempa Selat Sunda X



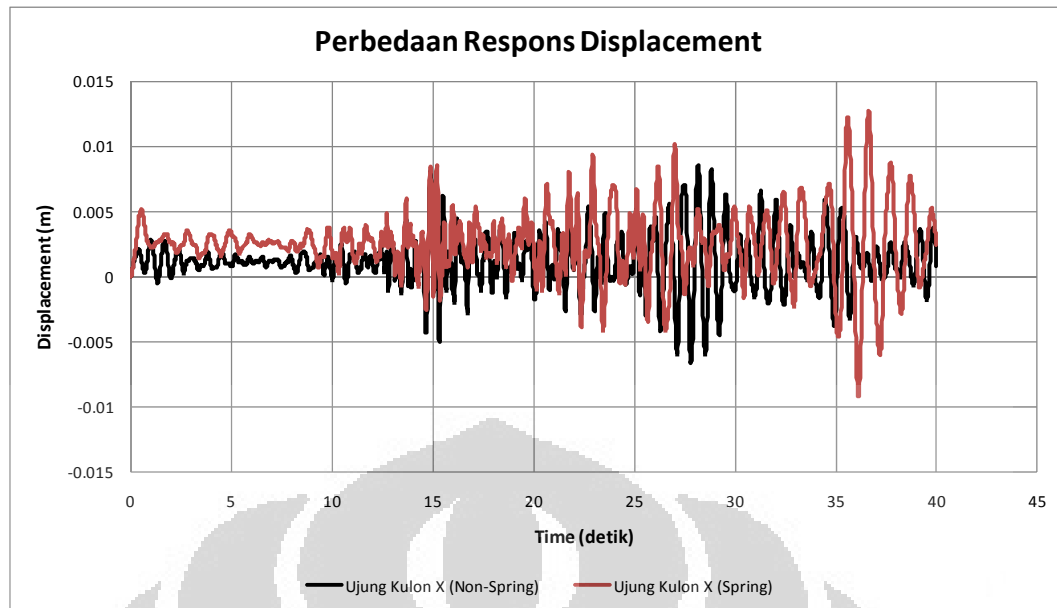
Gambar 4.135 Perbedaan respons *displacement* gempa Selat Sunda Y



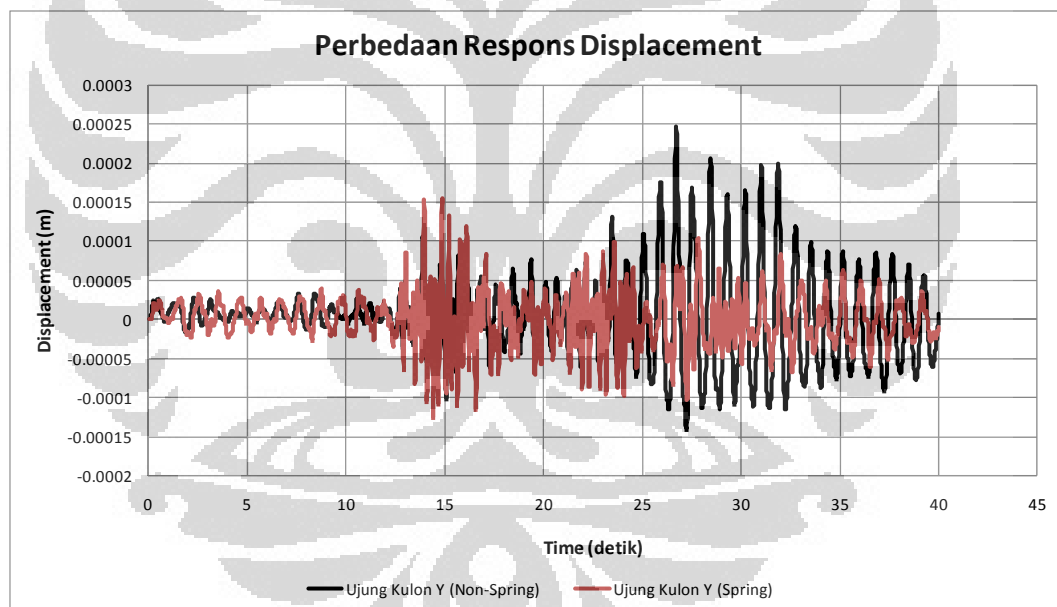
Gambar 4.136 Perbedaan respons *displacement* gempa Garut X



Gambar 4.137 Perbedaan respons *displacement* gempa Garut Y



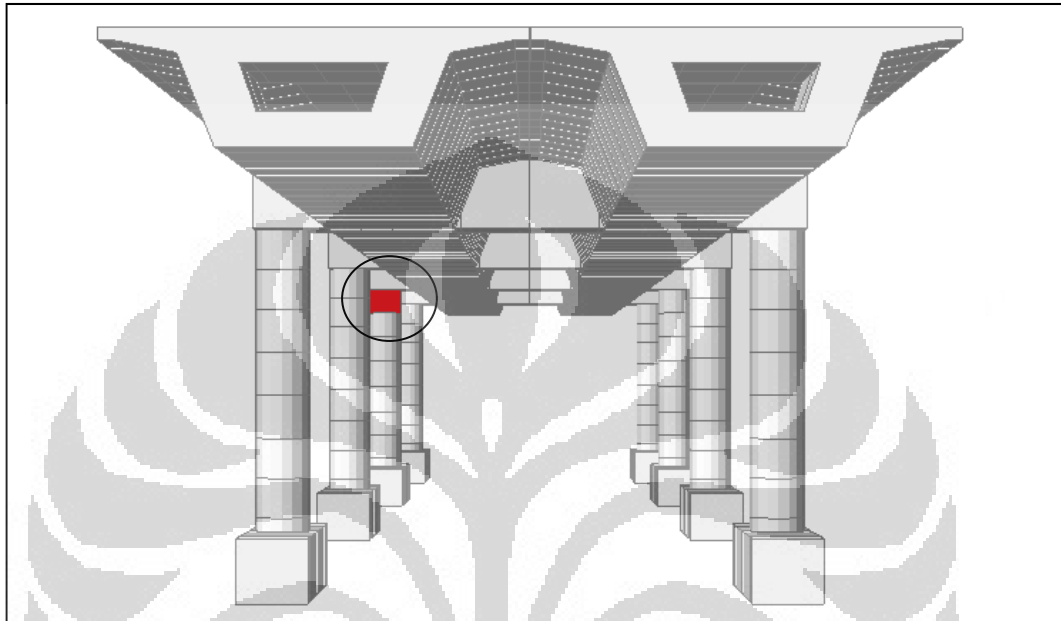
Gambar 4.138 Perbedaan respons *displacement* gempa Ujung Kulon X



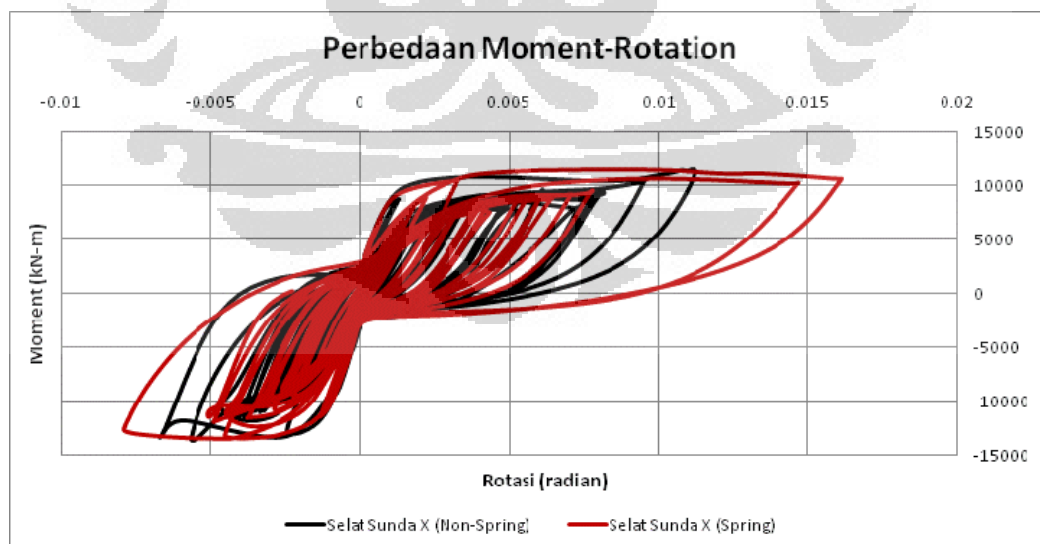
Gambar 4.139 Perbedaan respons *displacement* gempa Ujung Kulon Y

Gambar-gambar di atas menunjukkan bahwa pemodelan pondasi dengan menggunakan *spring support* membuat respons *displacement* akibat gempa Selat Sunda lebih besar dibandingkan respons akibat pemodelan struktur tanpa pondasi. Hal yang sebaliknya terjadi pada gempa Garut dan Ujung Kulon. Pemodelan pondasi membuat respons *displacement* akibat gempa-gempa tersebut lebih kecil bila dibandingkan dengan pemodelan tanpa adanya pondasi.

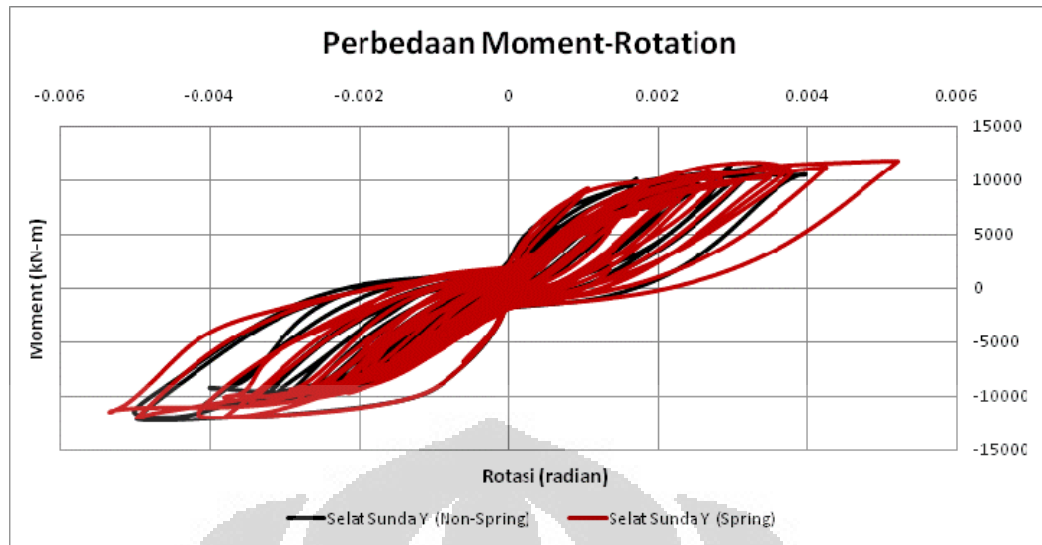
Berikut ini ditampilkan perbedaan kurva momen-rotasi yang dihasilkan dari kedua pemodelan struktur, dimana dalam hal ini digunakan panjang sendi plastis berdasarkan rumusan l_p terpanjang (*ATC/MCEER Joint Venture*). Adapun elemen nonlinear tinjauan yang di ambil untuk menunjukkan perbedaan tersebut adalah elemen pada bagian atas pilar jembatan seperti dalam gambar berikut:



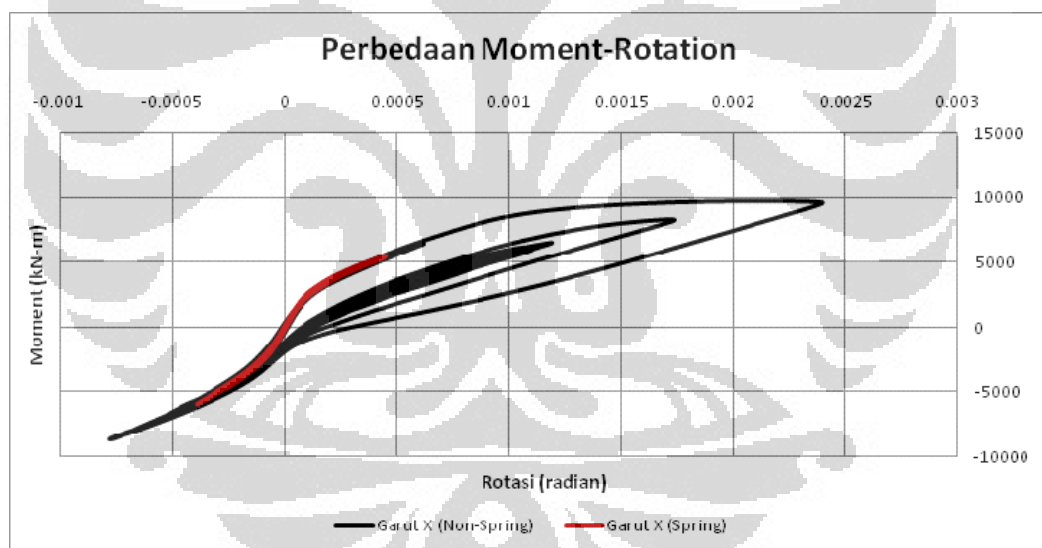
Gambar 4.140 Posisi elemen nonlinear tinjauan (warna merah)



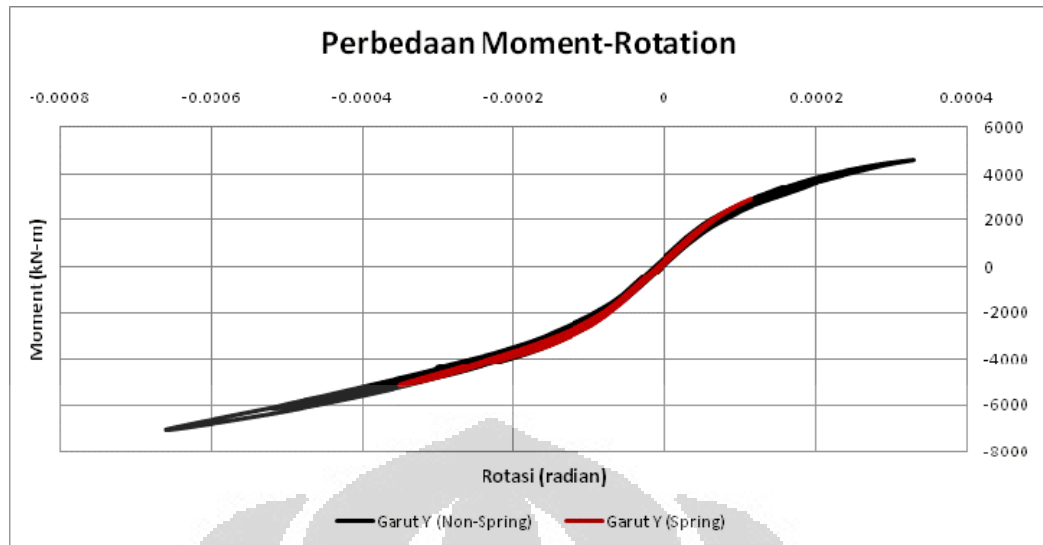
Gambar 4.141 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Selat Sunda X



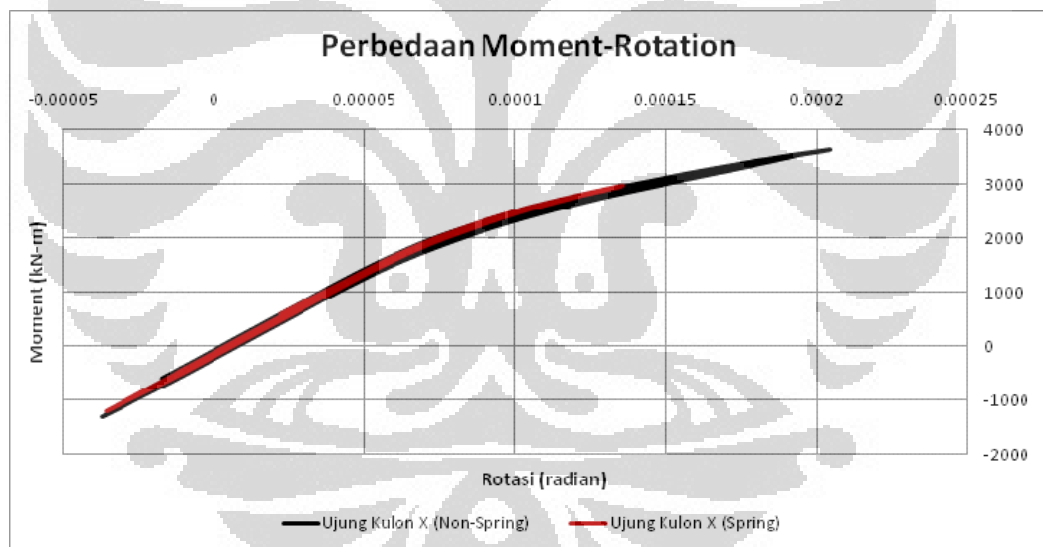
Gambar 4.142 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Selat Sunda Y



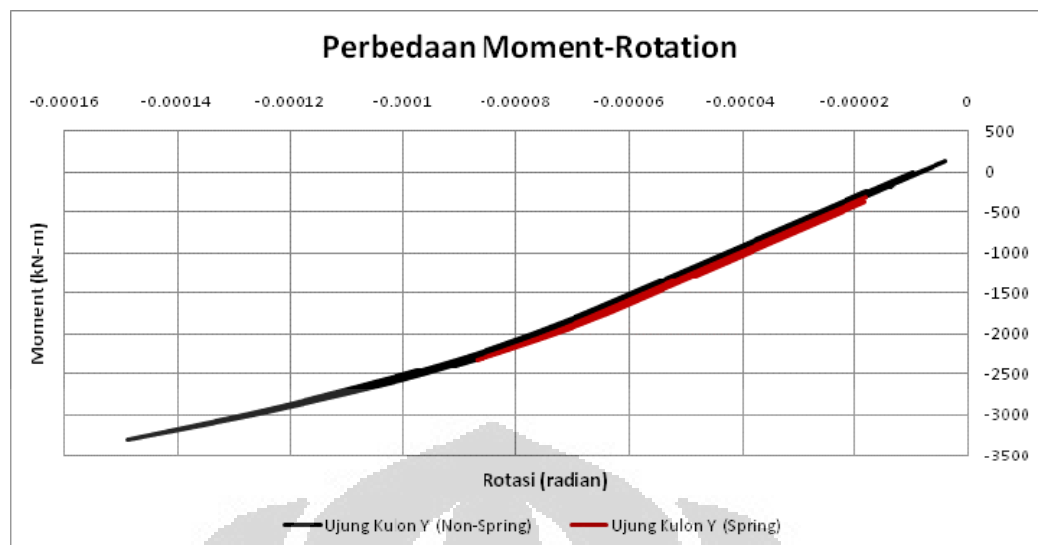
Gambar 4.143 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Garut X



Gambar 4.144 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Garut Y



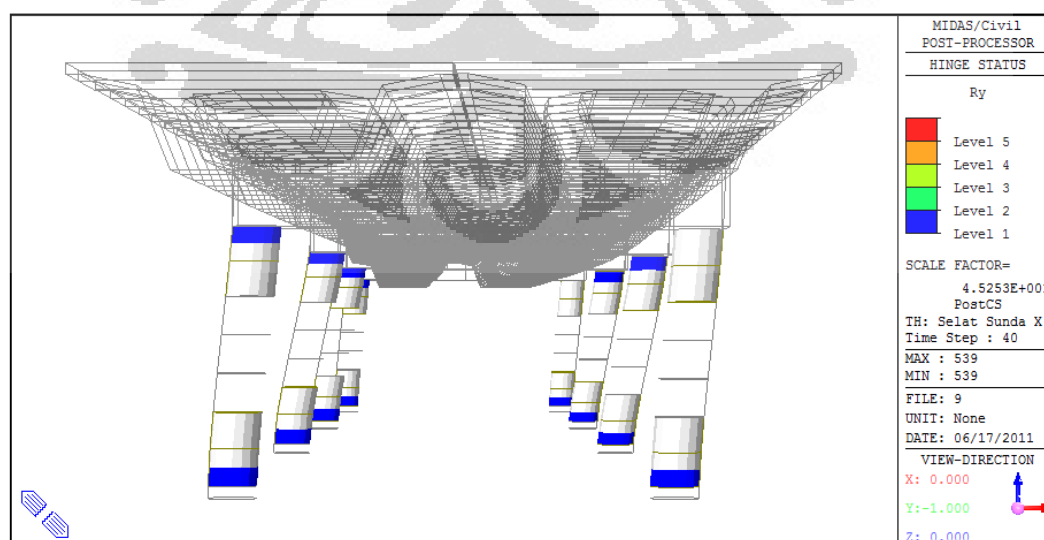
Gambar 4.145 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Ujung Kulon X



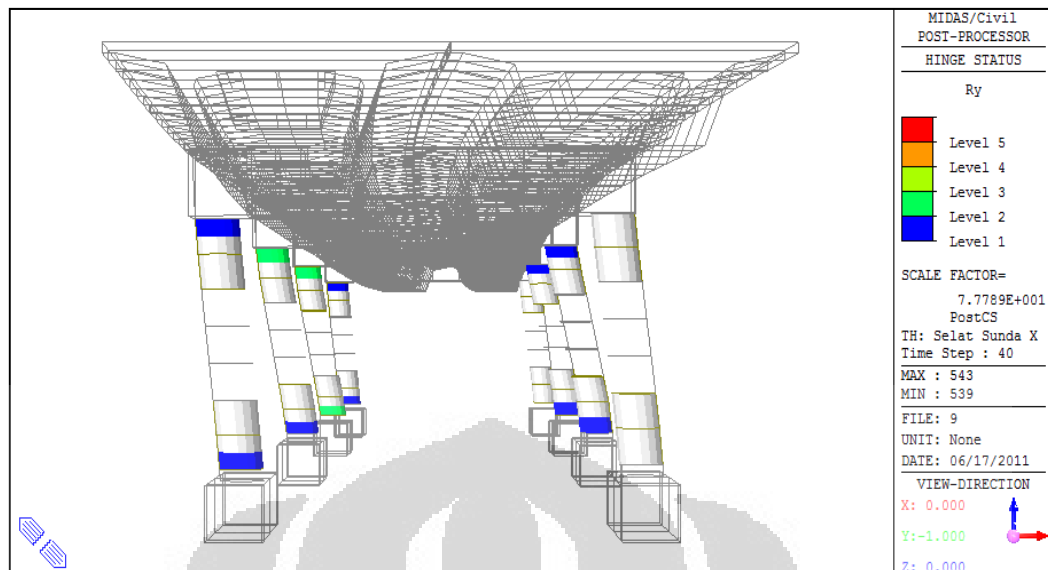
Gambar 4.146 Perbedaan kurva momen-rotasi gempa Ujung Kulon Y

Seperti pada pembahasan mengenai perbedaan respons displacement sebelumnya, gambar-gambar di atas juga menunjukkan fenomena yang berbeda, dimana khusus untuk gempa Selat Sunda, pemodelan pondasi struktur memberikan efek yang lebih konservatif dalam desain. Hal sebaliknya didapatkan dari hasil analisa akibat beban gempa Garut dan Ujung Kulon.

Berikut ini adalah perbedaan kinerja struktur yang dihasilkan akibat kedua macam pemodelan struktur jembatan, dimana warna biru menyatakan level *immediate occupancy*, biru tosca adalah level *life safety*, dan warna hijau muda merupakan level kinerja *collapse prevention*.



Gambar 4.147 Kinerja struktur pemodelan jembatan tanpa pondasi



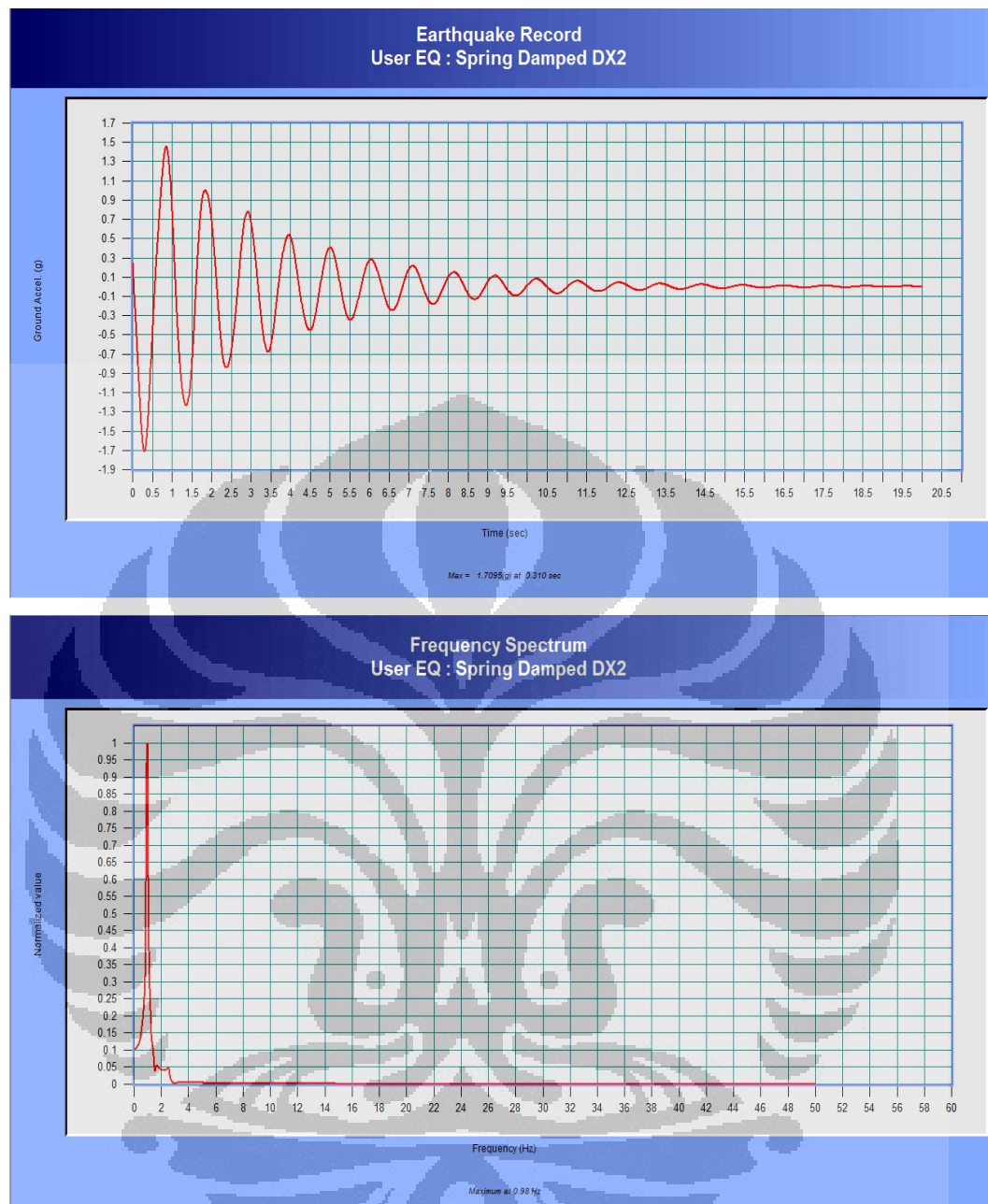
Gambar 4.148 Kinerja struktur pemodelan jembatan dengan pondasi

Kinerja struktur yang dihasilkan pada pemodelan tanpa elemen-elemen pondasi masih berada pada level kinerja *immediate occupancy*. Sementara dengan dilakukannya pemodelan pondasi dalam struktur jembatan, kinerja struktur yang dihasilkan adalah pada level *life safety* (warna biru tosca). Dengan demikian, khusus untuk gempa Selat Sunda, pemodelan pondasi akan memberikan dampak yang lebih konservatif dalam desain struktur jembatan.

Fenomena-fenomena di atas dapat dijelaskan bila kita mengetahui frekuensi-frekuensi alami struktur dalam arah-arah beban gempa tinjauan. Seperti pada pembahasan sebelumnya, bila frekuensi-frekuensi natural dominan struktur berdekatan dengan muatan frekuensi dominan spektrum gempa, maka akan dihasilkan respons struktur yang besar.

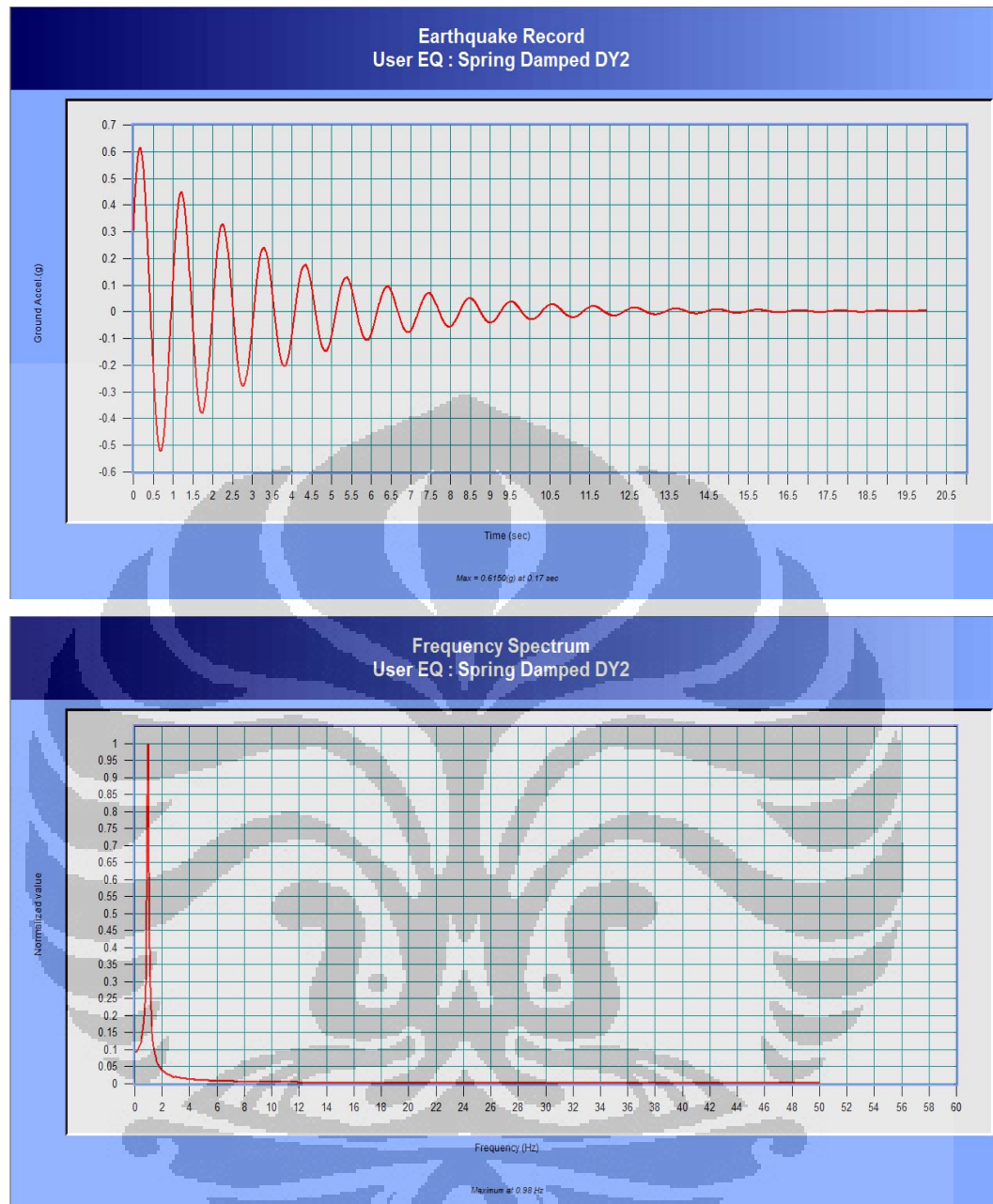
Berikut ini juga dilakukan transformasi *Fourier* terhadap respons *free vibration* nodal struktur, yang selanjutnya akan digunakan metode *peak picking* untuk mendapatkan besarnya frekuensi natural dominan struktur. Selanjutnya nilai-nilai yang didapatkan dari metode *peak picking* tersebut akan dicek dengan hasil yang didapatkan dari analisa *eigenvalue*.

Gambar-gambar berikut ini adalah respons *displacement free vibration* untuk kedua arah beban (longitudinal dan transversal) dalam domain waktu dan hasil transformasi *Fourier*-nya dalam domain frekuensi:



Gambar 4.149 Metode *peak picking* dalam arah transversal

Dengan metode *peak picking*, maka didapatkan frekuensi natural struktur dalam arah transversal adalah bernilai 0.98 Hz.

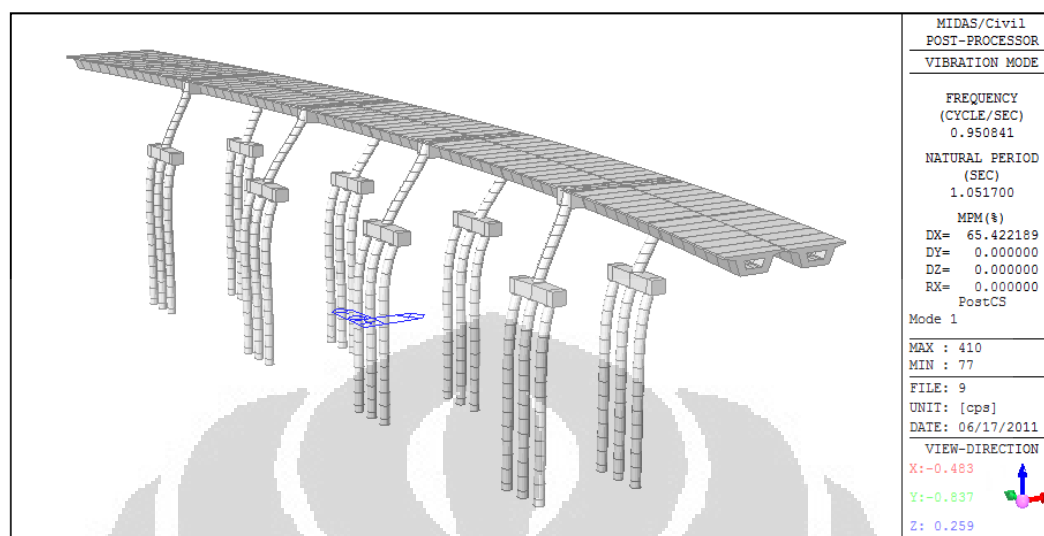


Gambar 4.150 Metode *peak picking* dalam arah longitudinal

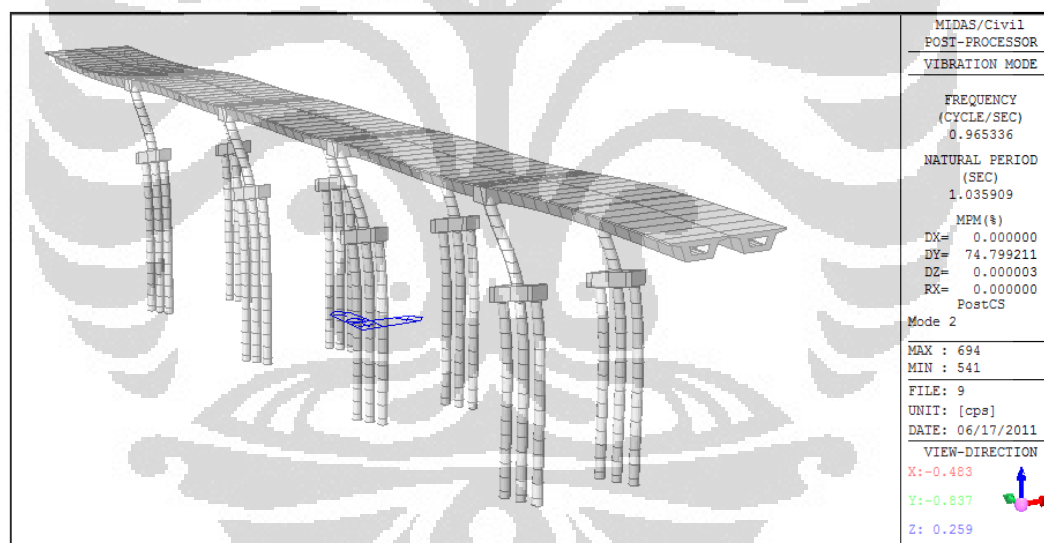
Dengan metode *peak picking*, maka didapatkan frekuensi natural struktur dalam arah longitudinal juga didapat sebesar 0.98 Hz.

Untuk mengkonfirmasi hasil yang didapatkan dari metode *peak picking* di atas, maka juga dilakukan analisa *eigenvalue* untuk mendapatkan frekuensi natural struktur jembatan. Adapun hasil yang didapatkan berdasarkan analisa *eigenvalue* juga akan memberikan keterangan mengenai besarnya kontribusi massa (*mass participation ratio*) pada tiap-tiap *mode shape*.

Gambar berikut ini adalah hasil analisa eigenvalue untuk dua mode shape dominan struktur (mode 1 dan mode 2).



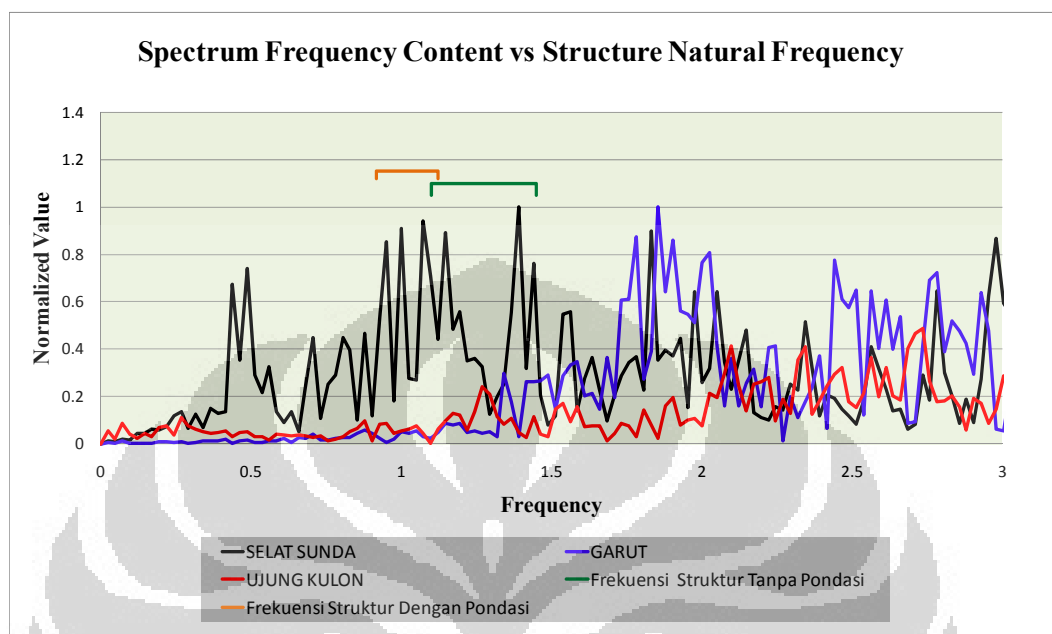
Gambar 4.151 Analisa *eigenvalue* untuk moda getar pertama



Gambar 4.152 Analisa *eigenvalue* untuk moda getar kedua

Hasil yang didapatkan dari analisa *eigenvalue* juga menunjukkan hasil yang relatif sama dengan hasil dari metode *peak picking*. Dengan adanya pondasi dalam pemodelan struktur, maka frekuensi utama struktur untuk arah transversal dan longitudinal memiliki nilai yang hampir sama, yaitu sekitar 0.95-0.96 Hz (*eigenvalue analysis*) dan 0.98 Hz (*peak picking method*). Adapun persentase partisipasi massa (*mass participation ratio*) struktur untuk mode 1 adalah sebesar 65.4 %, dan sebesar 74.7 % untuk mode 2.

Penjelasan-penjelasan di atas kembali mempertegas studi sensitifitas yang dilakukan dalam penelitian ini. Gambar berikut ini menampilkan posisi frekuensi natural struktur dan frekuensi natural spektrum gempa.

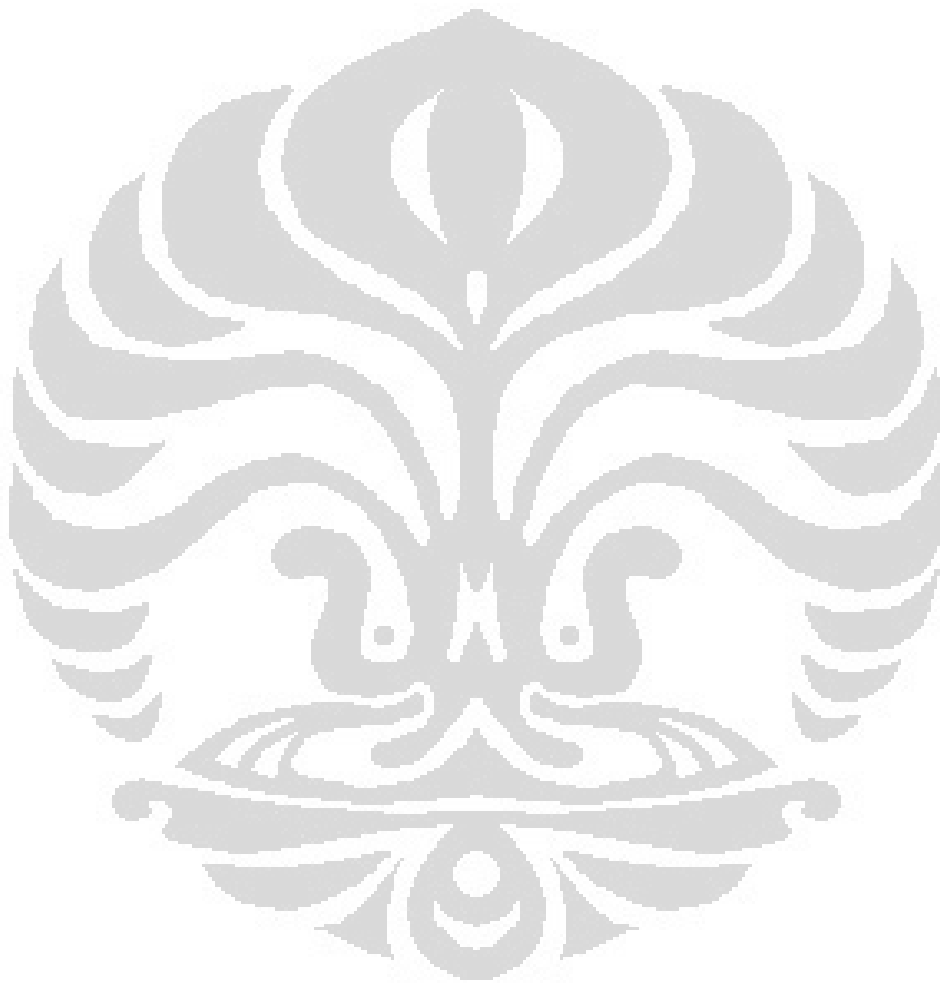


Gambar 4.153 Frekuensi natural struktur vs muatan frekuensi *spectrum*

Gambar di atas jelas menunjukkan bahwa pemodelan pondasi pada struktur jembatan membuat frekuensi natural struktur bergeser ke arah frekuensi yang lebih kecil. Dengan kata lain, pemodelan tersebut membuat struktur lebih “fleksibel” secara keseluruhan. Persegeran tersebut membuat frekuensi struktur berdekatan dengan frekuensi-frekuensi dominan spektrum gempa Selat Sunda, sehingga didapatkan respons struktur yang lebih besar dibandingkan dengan pemodelan struktur tanpa adanya pondasi. Di sisi lain, pergeseran tersebut semakin membuat frekuensi natural struktur berjauhan dengan muatan frekuensi dominan spektrum Garut dan Ujung Kulon. Hal ini membuat respons struktur dengan pemodelan pondasi yang dihasilkan akibat pembebanan gempa Garut dan Ujung Kulon menjadi lebih kecil bila dibandingkan respons struktur tanpa pemodelan pondasi.

Dalam penelitian ini, interaksi tanah dengan pondasi yang dimodelkan dengan *point spring support* hanya memperhitungkan nilai koefisien pegas tanah dalam arah lateral dan vertikal saja. Penelitian ini membatasi permasalahan dalam analisa struktur dengan tidak memodelkan nilai *damping coefficient* yang unik pada tiap *point spring support*-nya.

Hal tersebut disebabkan karena sulitnya mendapatkan nilai *damping coefficient* yang sesuai untuk keadaan tanah pada tiap lapisan yang berbeda. Peraturan gempa jembatan Indonesia SNI 2833:2003 pun tidak menyebutkan adanya pemodelan nilai *damping coefficient* dalam perhitungan pondasi struktur jembatan. Oleh sebab itu, nilai *damping coefficient* pondasi diasumsikan bernilai sama dengan *damping coefficient* struktur jembatan beton.



BAB 5

KESIMPULAN

5.1 KESIMPULAN

Penelitian ini diawali dengan sejumlah hipotesa awal. Adapun hipotesa-hipotesa awal sehubungan dengan studi parametrik panjang sendi plastis dan studi sensitifitas rekaman gempa yang telah dijelaskan pada Bab I adalah:

- a. Rumusan panjang sendi plastis dari berbagai peneliti akan mempengaruhi tingkat kinerja struktur yang dihasilkan. Semakin panjang sendi plastis yang ditempatkan pada pilar, kinerja struktur akan cenderung bergerak ke arah *immediate occupancy*.
- b. Sendi plastis akan lebih cepat terbentuk bila muatan frekuensi dominan (*dominant frequency content*) dari *spectrum ground motion* dan frekuensi natural utama struktur berdekatan satu sama lain.

Berdasarkan hasil analisa studi parametrik dan studi sensitifitas yang telah dilakukan, maka diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut ini:

- a. Penampang pilar berbentuk bulat memberikan kinerja struktur yang lebih baik bila dibandingkan dengan penampang pilar berbentuk persegi. Hal tersebut terlihat dari rotasi in-elastik maksimum pada penampang bulat yang lebih kecil dibandingkan dengan pada penampang persegi. Penelitian ini juga memperlihatkan bahwa pembentukan sendi plastis lebih cepat terjadi pada penampang pilar persegi.
- b. Hal lain yang juga dapat dilihat adalah pada kurva tegangan-regangan kedua bentuk penampang. Perbedaan cukup besar terjadi pada regangan *ultimate* beton inti kedua penampang tersebut ($\epsilon_{cu \text{ bulat}} = 0.0392$ sementara $\epsilon_{cu \text{ persegi}} = 0.0274$). Berdasarkan hal tersebut, penampang bulat dapat dikatakan memiliki daktilitas regangan yang lebih tinggi dibandingkan penampang persegi.
- c. Pengaruh pembebanan gempa dua arah (*bi-directional earthquake loading*) memiliki dampak yang lebih besar pada pilar persegi. Hal ini ditunjukkan dengan lebih besarnya selisih rotasi maksimum akibat beban satu arah dan dua arah pada penampang persegi dibandingkan penampang bulat.

- d. Rumusan panjang sendi plastis yang diberikan oleh beberapa peneliti akan mempengaruhi rotasi maksimum yang terjadi pada sendi plastis tersebut. Berbeda dengan hipotesa awal, penelitian ini memperlihatkan bahwa semakin panjang sendi plastis yang ditempatkan pada struktur akan membuat perencanaan menjadi lebih konservatif, hal tersebut terlihat dari kinerja struktur yang lebih konservatif (cenderung bergerak menjauhi level *immediate occupancy*) karena rotasi maksimum yang dihasilkan semakin besar seiring dengan semakin panjangnya penempatan l_p .
- e. Panjang sendi plastis yang terbentuk sangat tergantung pada intensitas dan karakteristik gempa yang bekerja pada struktur. Semakin besar efek gempa, semakin panjang sendi plastis yang terbentuk. Hal ini juga dipengaruhi oleh panjang potensi l_p yang diberikan pada pilar jembatan.
- f. Studi sensitifitas karakteristik gempa menunjukkan bahwa muatan frekuensi dominan spektrum sangat mempengaruhi respons struktur yang terjadi. Bila muatan frekuensi dominan spektrum berdekatan dengan frekuensi-frekuensi utama struktur (yang memiliki *mass participation ratio* yang besar), maka struktur akan mengalami respons (gaya-gaya dalam, defleksi, dan tegangan) yang maksimal. Dalam penelitian ini ditunjukkan bahwa sendi plastis semakin mudah terbentuk dalam kondisi tersebut.
- g. Secara umum, gempa dalam arah transversal memiliki efek yang lebih berbahaya terhadap struktur tinjauan. Hal ini ditunjukkan oleh lebih besarnya gaya reaksi perletakan pada saat struktur mengalami gempa dalam arah transversal. Hal ini juga merepresentasikan nilai *base shear* yang terjadi. Periode struktur dalam arah longitudinal (*mode 1*) lebih besar dibanding dengan periode struktur dalam arah transversal (*mode 2*). Bila kita plot kedua posisi mode struktur dalam respons spektra, maka akan didapatkan nilai koefisien gaya geser pada arah transversal yang lebih besar.
- h. Pemodelan pondasi secara langsung merubah perilaku dinamik jembatan sehingga mempengaruhi respons struktur terhadap beban gempa. Berdasarkan penelitian ini, penulis menyarankan agar dalam desain struktur jembatan, dilakukan dua pemodelan struktur (dengan dan tanpa pondasi) untuk mendapatkan desain struktur yang mencukupi respons maksimum jembatan.

5.2 SARAN

Adapun saran-saran yang dapat diberikan untuk kebutuhan penelitian lebih lanjut adalah sebagai berikut:

- a. Selain nonlinearitas elemen dan geometri, sifat nonlinear struktur juga dapat ditentukan oleh beberapa hal lain, perilaku nonlinear keadaan tanah dan pondasi perlu dilakukan untuk dapat menunjukkan perilaku nonlinear struktur yang lebih akurat. Hal ini dapat dilakukan dengan melakukan analisa *Soil Structure Interaction* ataupun pemodelan nonlinear *spring support* dalam memodelkan perilaku tanah dengan pondasi.
- b. Hal lain yang juga berpengaruh terhadap perilaku nonlinear struktur secara keseluruhan adalah pemodelan perletakan jembatan (*pot bearing*). Perhitungan yang lebih akurat dapat dicapai bila dilakukan juga pemodelan nonlinear pada perletakan jembatan tersebut.
- c. Definisi pemodelan sendi plastis selain *fiber section hinge* juga dapat dilakukan untuk melihat pengaruhnya terhadap hasil analisa yang didapatkan. Dalam hal ini sendi plastis juga dapat dimodelkan sebagai *lumped uncoupled hinge*, *lumped PMM Interaction hinge*, dan juga *NL-Link*.
- d. Data-data rekaman gempa lain pada pusat-pusat gempa yang berbeda dapat digunakan untuk dapat melihat pengaruh input rekaman gempa terhadap pembentukan sendi plastis yang terjadi.
- e. Dapat digunakan rekaman gempa yang berasal dari *epicenter* yang sama dengan lokasi-lokasi pencatatan yang berbeda untuk dapat melihat pengaruh lokal lokasi pencatatan gempa terhadap input gempa yang diberikan pada struktur. Hal ini berkaitan dengan perlu adanya mikro-zonasi gempa dalam perencanaan struktur.

DAFTAR REFERENSI

1. Adebar, Perry. *Time History Analysis: Modeling Nonlinear Response of Structural Concrete*. University of British Columbia, 2008.
2. ATC-40. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. Applied Technology Council. Redwood City, California, 1996.
3. Aviram, Adi., Mackie, Kevin R., & Stojadinovic, Bozidar. *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008
4. Bae, Sungjin., & Bayrak, Oguzhan. *Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Column*. ACI Structural Journal, 2008.
5. Barker, Richard M., Puckett, Jay A. *Design of Highway Bridges An LRFD Approach, Second Edition*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2007.
6. Berry, Michael P., & Eberhard, Marc O. *Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
7. Bozorgnia, Yousef., & Bertero, Vitelmo V. *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Washington, DC: CRC Press, 2004.
8. Caltrans. *Caltrans Seismic Design Criteria*. California Department of Transportation, Sacramento, California, 2004.
9. Chadwell, C.B., & Imbsen, R.A. *XTRACT: A Tool for Axial Force – Ultimate Curvature Interactions*. Sacramento: Imbsen Software System, 2004.
10. Chen, Wai-Fah., & Duan, Lian. *Bridge Engineering Seismic Design*. Washington, DC: CRC Press, 2003.
11. Chopra, Anil K. *Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc, 1995.
12. Deierlein, Gregory G., Reinhorn, Andrei M., & Willford, Michael R. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*. National Institute of Standard and Technology, 2010.
13. Dewobroto, Wiryanto. *Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover*. Jurusan Teknik Sipil – Universitas Pelita Harapan, 2005.

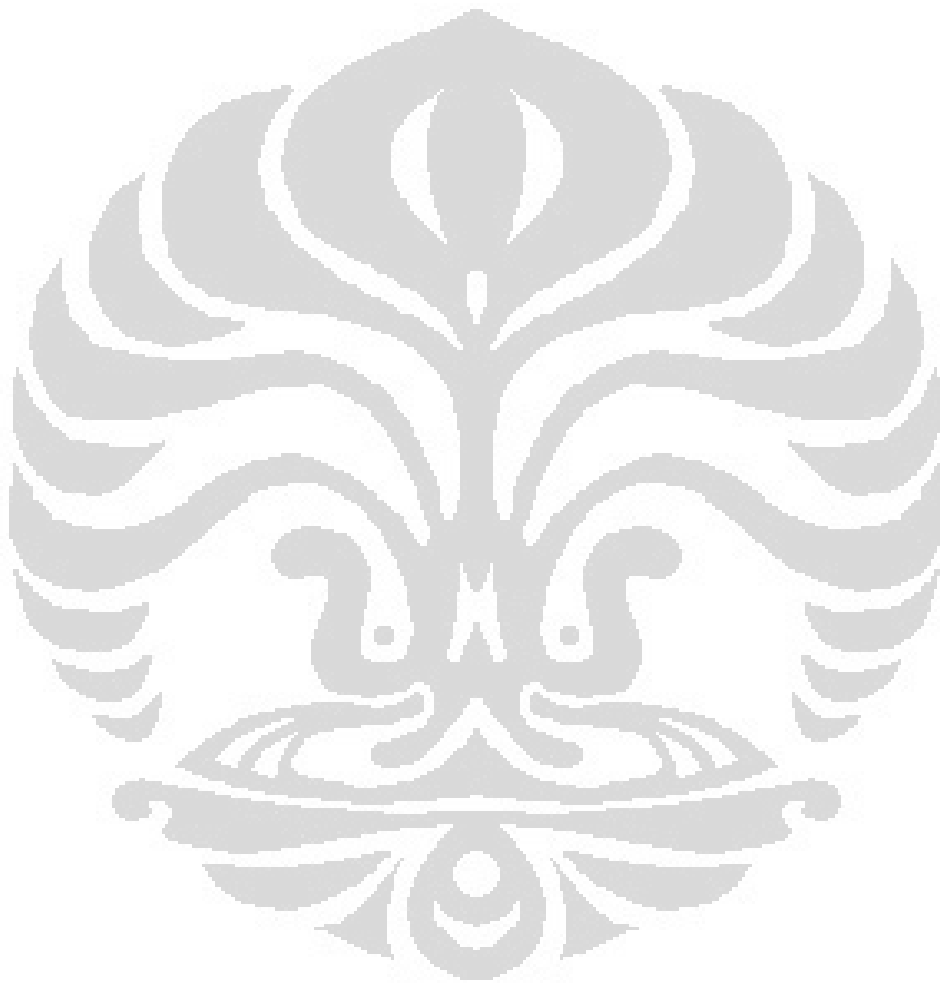
14. DH, Riwardy. *Evaluasi Daktilitas Struktur Ganda Pada Sistem Multi Degree of Freedom*. Tesis Magister Teknik Universitas Indonesia, 2008.
15. Edwards, John. *Frequency Domain Theory and Application*. Numerix Ltd, 2006.
16. Fardis, Michael N. *Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering: Advances in Performance-Based Earthquake Engineering*. New York: Springer, 2010.
17. FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC, Federal Emergency Management Agency, 2000.
18. Hachem, Mahmoud M., Mahin, Stephen A., & Moehle, Jack P. *Performance of Circular Reinforced Concrete Bridge Columns Under Bidirectional Earthquake Loading*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003.
19. Hung, Tran Viet., & Trung, Nguyen Viet. *Seismic Resistance of Multi-Spans PC Bridge Under Earthquake Occur in Vietnam*, 2008.
20. Iervolino, Iunio., Maddaloni, Giuseppe., & Cosenza, Edoardo. *A Note on Selection of Time Histories for Seismic Analysis of Bridges in Eurocode 8*. Journal of Earthquake Engineering, Taylor & Francis Group, 2009.
21. Imbsen, Roy A. *AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design – Subcommittee for Seismic Effects on Bridges T-3*. AASHTO, 2007.
22. Kelly, Trevor E. *Performance Based Evaluation of Buildings: Nonlinear Pushover and Time History Analysis*. New Zealand: Reference Manual of Holmes Consulting Group Ltd, 2001.
23. Mackie, Kevin R., & Stojadinovic, Bozidar. *Seismic Demands for Performance Based Design of Bridges*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003.
24. Mander, J.B., Priestly, M.J.N., & Park R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering: ASCE, 1998.
25. MIDAS Analysis Reference. *Analysis for Civil Structures*. MIDAS Information Technology Co., Ltd, 2006.
26. Mohammadi, Jamshid., & Floren, Amy. *Performanced-Based Design Approach in Seismic Analysis of Bridges*. Journal of Bridge Engineering: ASCE, 2001.

27. Nielson, Bryant G., & DesRoches, Reginald. *Seismic Performance Assessment of Simply Supported and Continuous Multispan Concrete Girder Highway Bridges*. Journal of Bridge Engineering : ASCE, 2007.
28. PEER/ATC-72-1. *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*. Redwood City, California, 2010.
29. Pettinga, Didier., & Priestley, Nigel. *Accounting for P-Delta Effects in Structures When Using Direct Displacement-Based Design*. Beijing, China: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
30. Pudjisuryadi, P., Lumantarna, B., & Lase, Yuskar. *Base Isolation in Traditional Building Lesson Learned from Nias March 28, 2005 Earthquake*. EACEF – The 1st International Conference of European Asian Civil Engineering Forum, Universitas Pelita Harapan, 2007.
31. RSNI T-02-2005 Standard Nasional Indonesia. *Pembebanan Untuk Jembatan*, Badan Standardisasi Nasional, 2005.
32. RSNI T-12-2004 Standar Nasional Indonesia. *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*, Badan Standardisasi Nasional, 2005.
33. SNI 2833:2008 Standard Nasional Indonesia. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Jembatan*, Badan Standardisasi Nasional, 2008.
34. Taucer, Fabio F., Filippou, Filip C., & Spacone, Enrico. *A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1991,
35. Tonnias, Demetrios E., & Zhao, Jim J. *Bridge Engineering Second Edition*. The McGraw-Hill Company. New York, 2006.
36. Tumilar, Steffie. *Diktat Kuliah Struktur Beton Lanjut*. Pasca Sarjana Universitas Indonesia, 2007.
37. University of California. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center. 2007 <<http://nisee.berkeley.edu/elibrary/>>.
38. Visone, Ciro., Bilotta, Emilio. *Comparative Study on Frequency and Time Domain Analysis for Seismic Site Response*. EJGE, Vol. 15, 2010.
39. WSDOT. *Seismic Assessment of WSDOT Bridges with Prestressed Hollow Core Piles – Part 1 & 2*. Washington, DC: WSDOT Research Report, 2009.

DAFTAR ACUAN

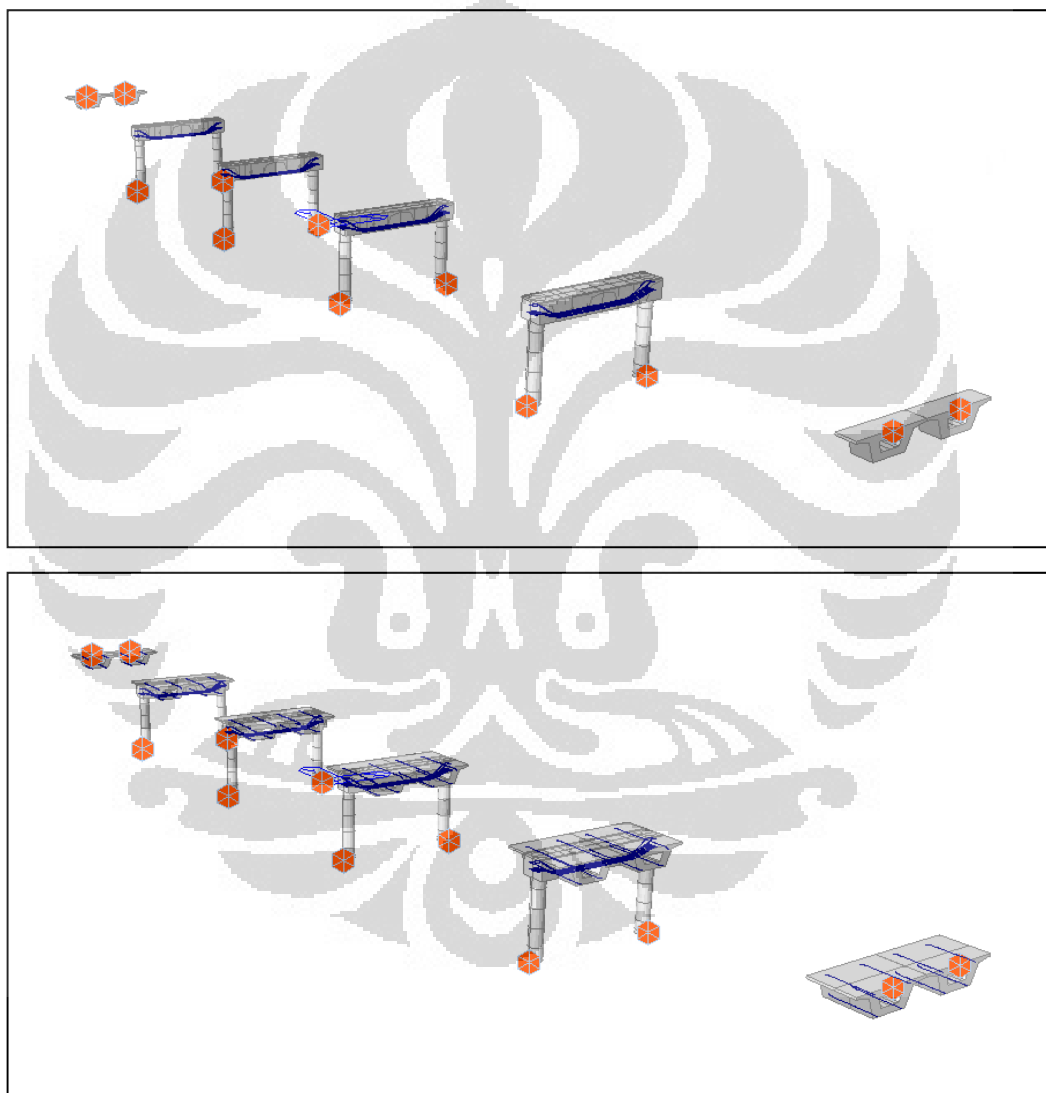
- [1] Aviram, Adi., Mackie, Kevin R., & Stojadinovic, Bozidar. *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008
- [2] Bae, Sungjin., & Bayrak, Oguzhan. *Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Column*. ACI Structural Journal, 2008.
- [3] Caltrans. *Caltrans Seismic Design Criteria*. California Department of Transportation, Sacramento, California, 2004.
- [4] Chen, Wai-Fah., & Duan, Lian. *Bridge Engineering Seismic Design*. Washington, DC: CRC Press, 2003.
- [5] Chopra, Anil K. *Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc, 1995.
- [6] FEMA 356. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [7] Iervolino, Iunio., Maddaloni, Giuseppe., & Cosenza, Edoardo. *A Note on Selection of Time Histories for Seismic Analysis of Bridges in Eurocode 8*. Journal of Earthquake Engineering, Taylor & Francis Group, 2009.
- [8] Imbsen, Roy A. *AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design – Subcommittee for Seismic Effects on Bridges T-3*. AASHTO, 2007.
- [9] Mander, J.B., Priestly, M.J.N., & Park R. *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering: ASCE, 1998.
- [10] MIDAS Analysis Reference. *Analysis for Civil Structures*. MIDAS Information Technology Co., Ltd, 2006.
- [11] Mohammadi, Jamshid., & Floren, Amy. *Performanced-Based Design Approach in Seismic Analysis of Bridges*. Journal of Bridge Engineering: ASCE, 2001.
- [12] RSNI T-02-2005 Standard Nasional Indonesia. *Pembebanan Untuk Jembatan*, Badan Standarisasi Nasional, 2005.
- [13] Taucer, Fabio F., Filippou, Filip C., & Spacone, Enrico. *A Fiber Beam-Coumnn Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1991,

- [14] Tonia, Demetrios E., & Zhao, Jim J. *Bridge Engineering Second Edition*. The McGraw-Hill Company. New York, 2006.
- [15] Tumilar, Steffie. *Diktat Kuliah Struktur Beton Lanjut*. Pasca Sarjana Universitas Indonesia, 2007.
- [16] Visone, Ciro., Bilotta, Emilio. *Comparative Study on Frequency and Time Domain Analysis for Seismic Site Response*. EJGE, Vol. 15, 2010.



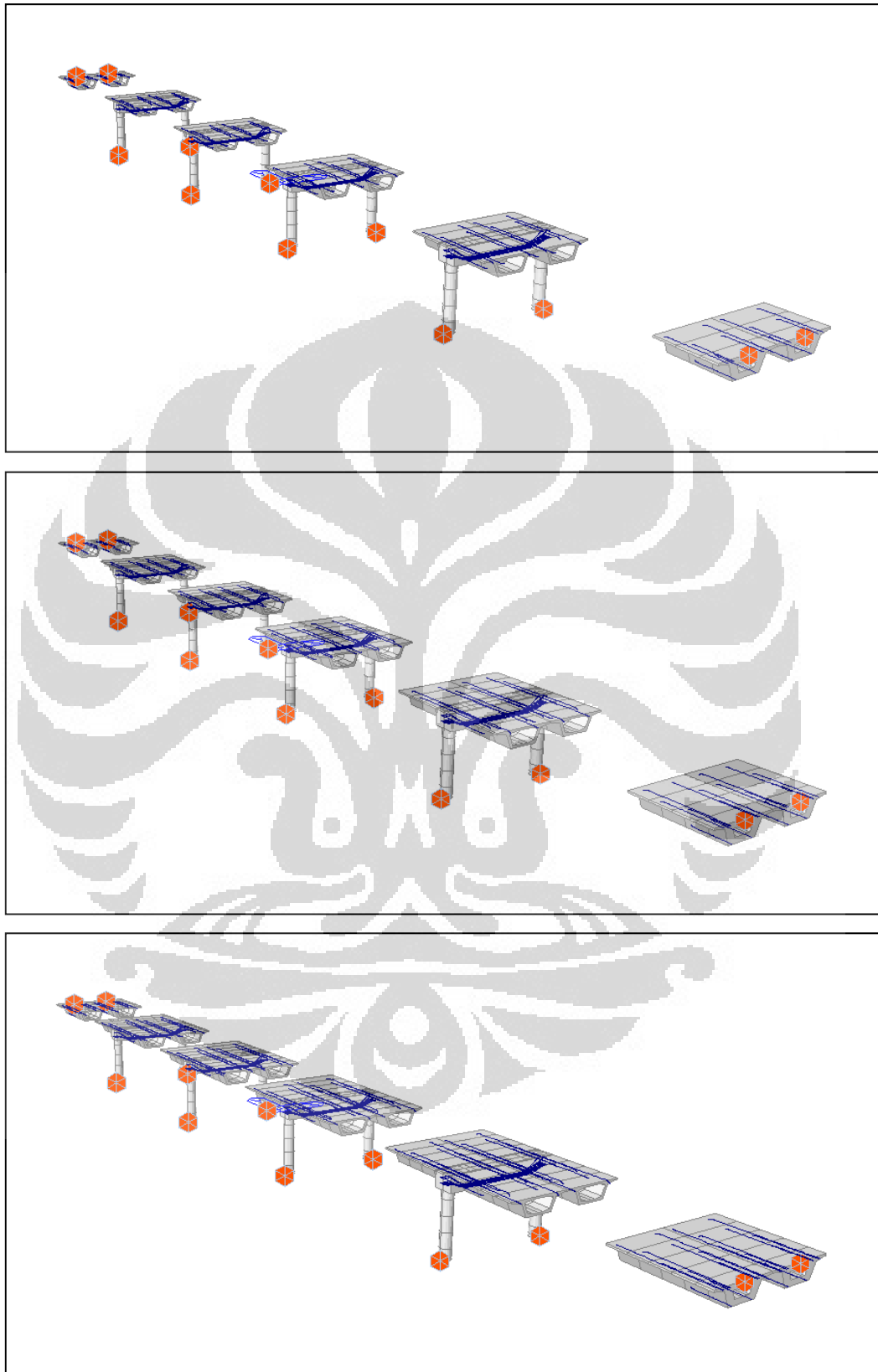
Lampiran 1 : Tahapan konstruksi jembatan

Berikut ini adalah gambaran pemodelan tahapan konstruksi jembatan (*construction stage*). Dimana tahapan dimulai dari pengecoran portal jembatan serta penarikan kabel prategang portal, berlanjut ke pemasangan segmen *box girder* dan penarikan kabel prategang pada *box*, hingga tahapan *closure* jembatan (step 9), dan terakhir tahapan *final* konstruksi dengan pemasangan *pot bearing* dan penarikan kabel prategang bagian bawah pada kedua ujung bentang.



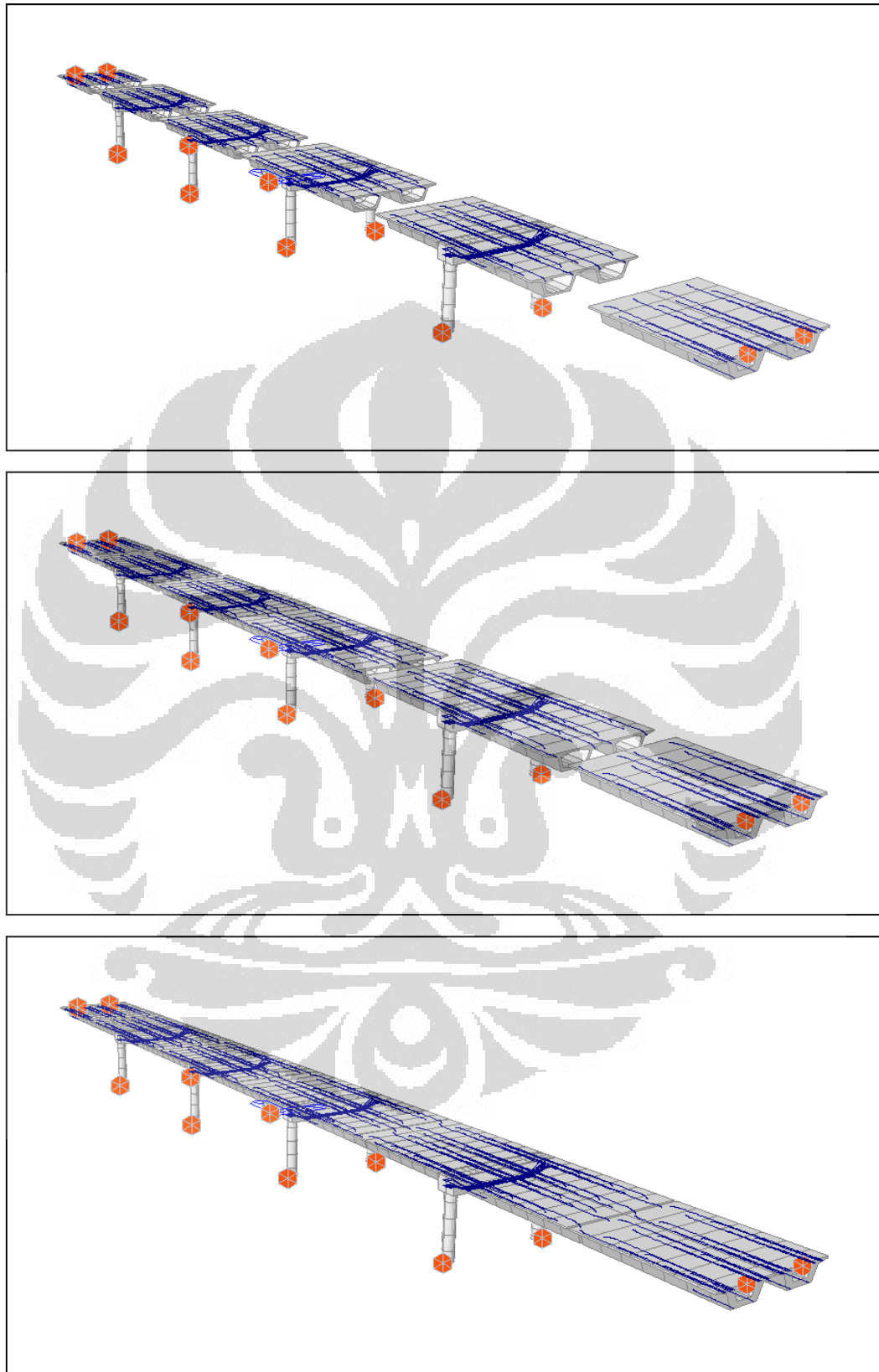
Gambar L1.1 Tahapan konstruksi step 1-2

Lampiran 1 : Tahapan konstruksi jembatan (lanjutan)



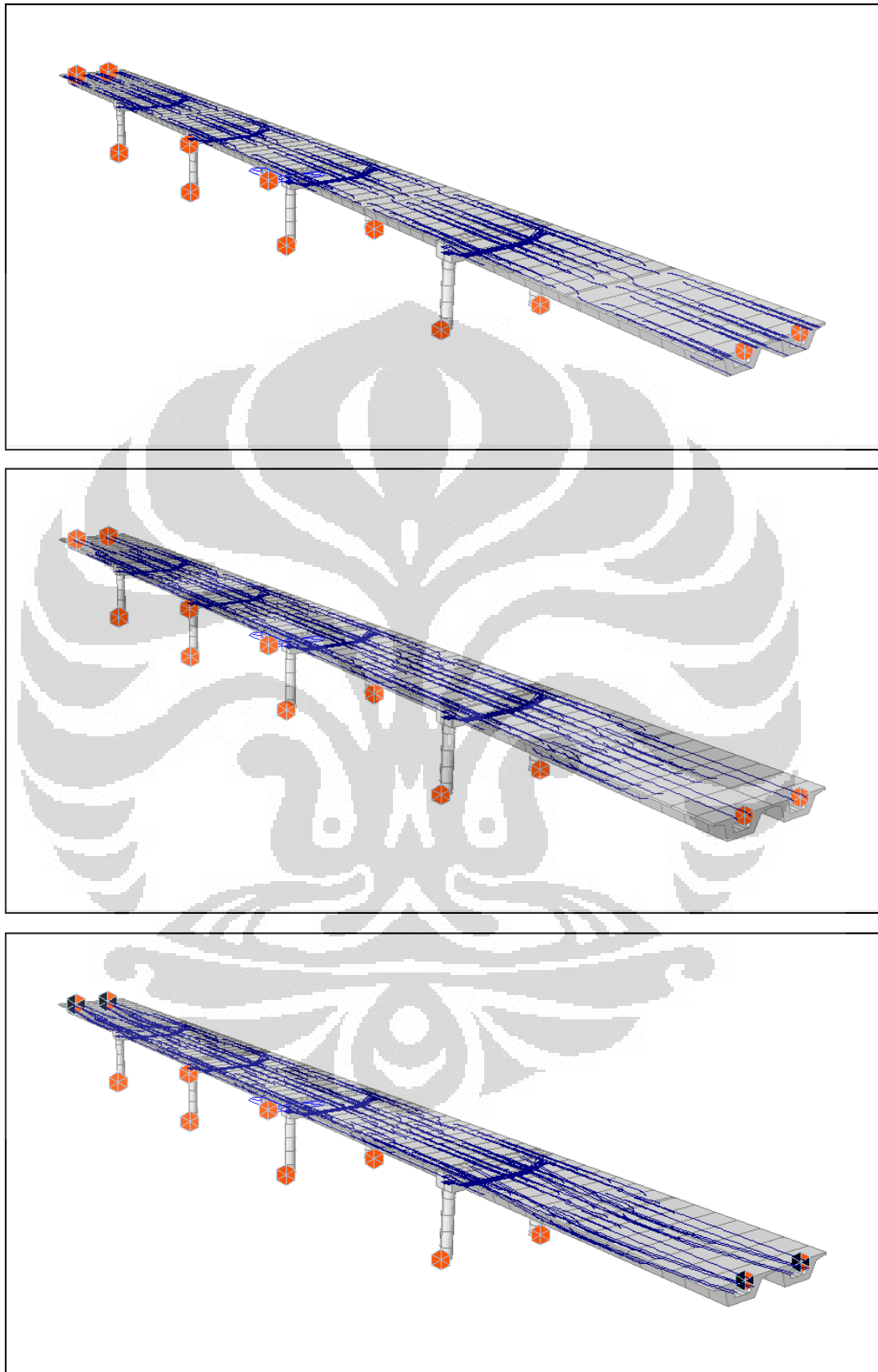
Gambar L1.2 Tahapan konstruksi step 3-5

Lampiran 1 : Tahapan konstruksi jembatan (lanjutan)



Gambar L1.3 Tahapan konstruksi step 6-8

Lampiran 1 : Tahapan konstruksi jembatan (lanjutan)



Gambar L1.4 Tahapan konstruksi step 9-12

Lampiran 2 : Kombinasi pembebanan struktur

Berikut ini adalah kombinasi-kombinasi beban yang digunakan untuk mendesain struktur jembatan jalan layang:

MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software) MIDAS/Civil - Load Combinations (c)1989-2006			
MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT) MIDAS/Civil Version 7.0.1			

DESIGN TYPE : General			

LIST OF LOAD COMBINATIONS			
=====			
NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
LOADCASE(FACTOR) +			LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR)
=====			
1	Dead Load CS	Active	Add
Dead Load(1.000)			
2	Tendon Primer	Active	Add
Tendon Primary(1.000)			
3	Creep Primer	Active	Add
Creep Primary(1.000)			
4	Shrinkage Primer	Active	Add
Shrinkage Primary(1.000)			
5	Tendon Sekunder	Active	Add
Tendon Secondary(1.000)			
6	Creep Sekunder	Active	Add
Creep Secondary(1.000)			
7	Shrinkage Sekunder	Active	Add
Shrinkage Secondary(1.000)			
8	Summation	Active	Add
Summation(1.000)			
9	All Dead Load	Active	Add
ASPAL(1.000) +		Dead Load(1.000)	
10	After Construction	Active	Add
ASPAL(1.000) +		UDL + KEL(1.000)	
11	SERVICE 1A	Active	Add
Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000) +	ASPAL(1.000)

Lampiran 2 : Kombinasi pembebanan struktur (lanjutan)

12	SERVICE 1B	Active	Add		
	Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000) +		ASPAL(1.000)
13	SERVICE 2A	Active	Add		
	Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000) +		ASPAL(1.000)
14	SERVICE 2B	Active	Add		
	Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000) +		ASPAL(1.000)
15	SERVICE 3A	Active	Add		
	Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000) +		ASPAL(1.000)
16	SERVICE 3B	Active	Add		
	Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000) +		ASPAL(1.000)
17	ULTIMATE 1A	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
18	ULTIMATE 1B	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
19	ULTIMATE 1C	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
20	ULTIMATE 1D	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
21	ULTIMATE 2A	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
22	ULTIMATE 2B	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
23	ULTIMATE 2C	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
24	ULTIMATE 2D	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Dead Load(1.200) +	Tendon Secondary(1.000)	
	+ Creep Secondary(1.000) +		Shrinkage Secondary(1.000) +		UDL + KEL(1.800)
25	ULTIMATE EQ1 (RS)	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000)
	+ Spec X(1.000) +		Spec Y(0.300)		
26	ULTIMATE EQ2 (RS)	Active	Add		
	ASPAL(2.000) +		Summation(1.000) +		UDL + KEL(1.000)
	+ Spec X(1.000) +		Spec Y(-0.300)		

Lampiran 2 : Kombinasi pembebanan struktur (lanjutan)

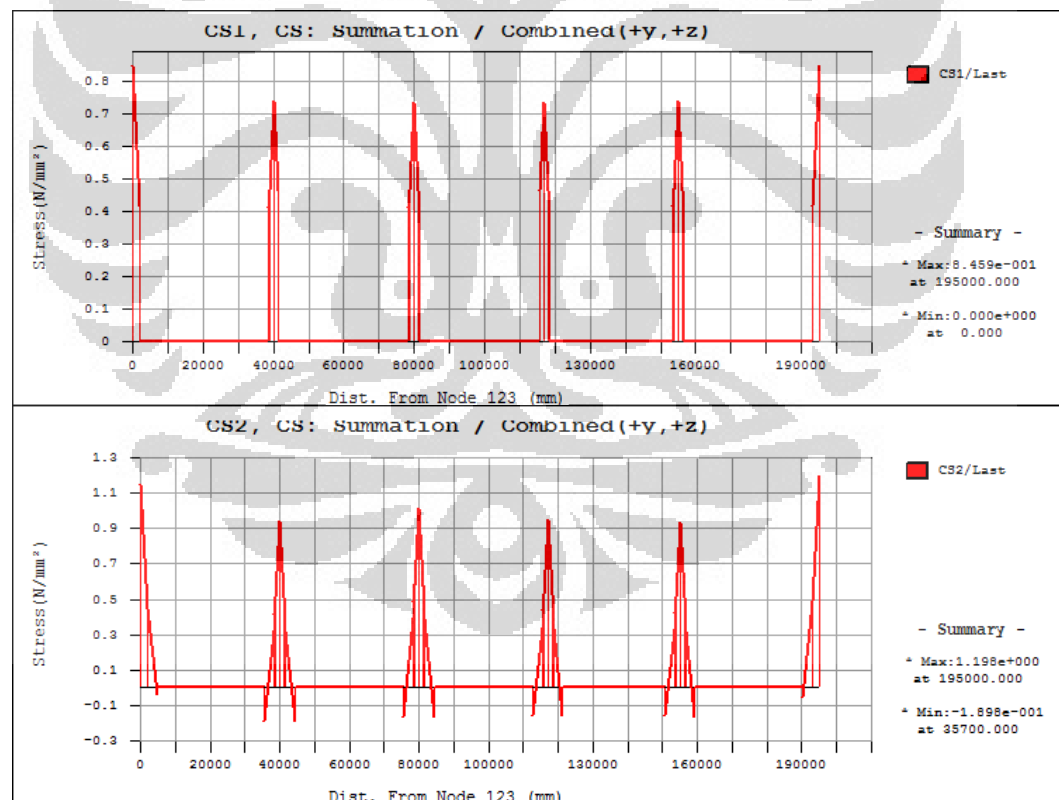
27	ULTIMATE EQ3 (RS) Active	Add	
	ASPAL(2.000) +	UDL + KEL(1.000) +	Summation(1.000)
	+ Spec X(-1.000) +	Spec Y(0.300)	
28	ULTIMATE EQ4 (RS) Active	Add	
	ASPAL(2.000) +	UDL + KEL(1.000) +	Summation(1.000)
	+ Spec X(-1.000) +	Spec Y(-0.300)	
29	ULTIMATE EQ5 (RS) Active	Add	
	ASPAL(2.000) +	Summation(1.000) +	UDL + KEL(1.000)
	+ Spec X(0.300) +	Spec Y(1.000)	
30	ULTIMATE EQ6 (RS) Active	Add	
	ASPAL(2.000) +	Summation(1.000) +	UDL + KEL(1.000)
	+ Spec X(0.300) +	Spec Y(-1.000)	
31	ULTIMATE EQ7 (RS) Active	Add	
	ASPAL(2.000) +	Summation(1.000) +	UDL + KEL(1.000)
	+ Spec X(-0.300) +	Spec Y(1.000)	
32	ULTIMATE EQ8 (RS) Active	Add	
	ASPAL(2.000) +	Summation(1.000) +	UDL + KEL(1.000)
	+ Spec X(-0.300) +	Spec Y(-1.000)	
33	ENVE SERVICE Active	Envelope	
	SERVICE 1A(1.000) +	SERVICE 1B(1.000) +	SERVICE 2A(1.000)
	+ SERVICE 2B(1.000) +	SERVICE 3A(1.000) +	SERVICE 3B(1.000)
34	ENVE ULT TANPA GEMPA Active	Envelope	
	ULTIMATE 1A(1.000) +	ULTIMATE 1B(1.000) +	ULTIMATE 1C(1.000)
	+ ULTIMATE 1D(1.000) +	ULTIMATE 2A(1.000) +	ULTIMATE 2B(1.000)
	+ ULTIMATE 2C(1.000) +	ULTIMATE 2D(1.000)	

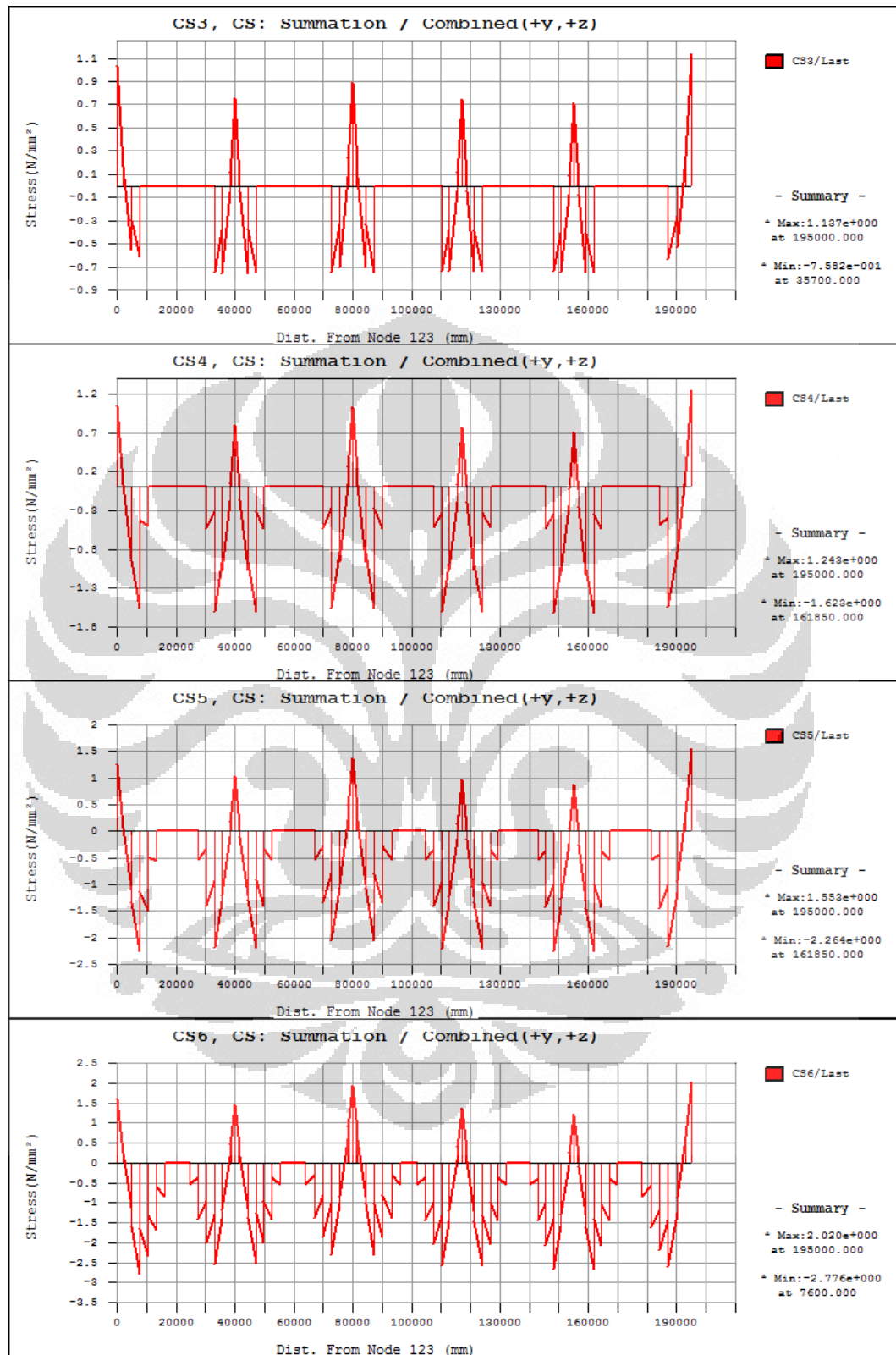
Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder*

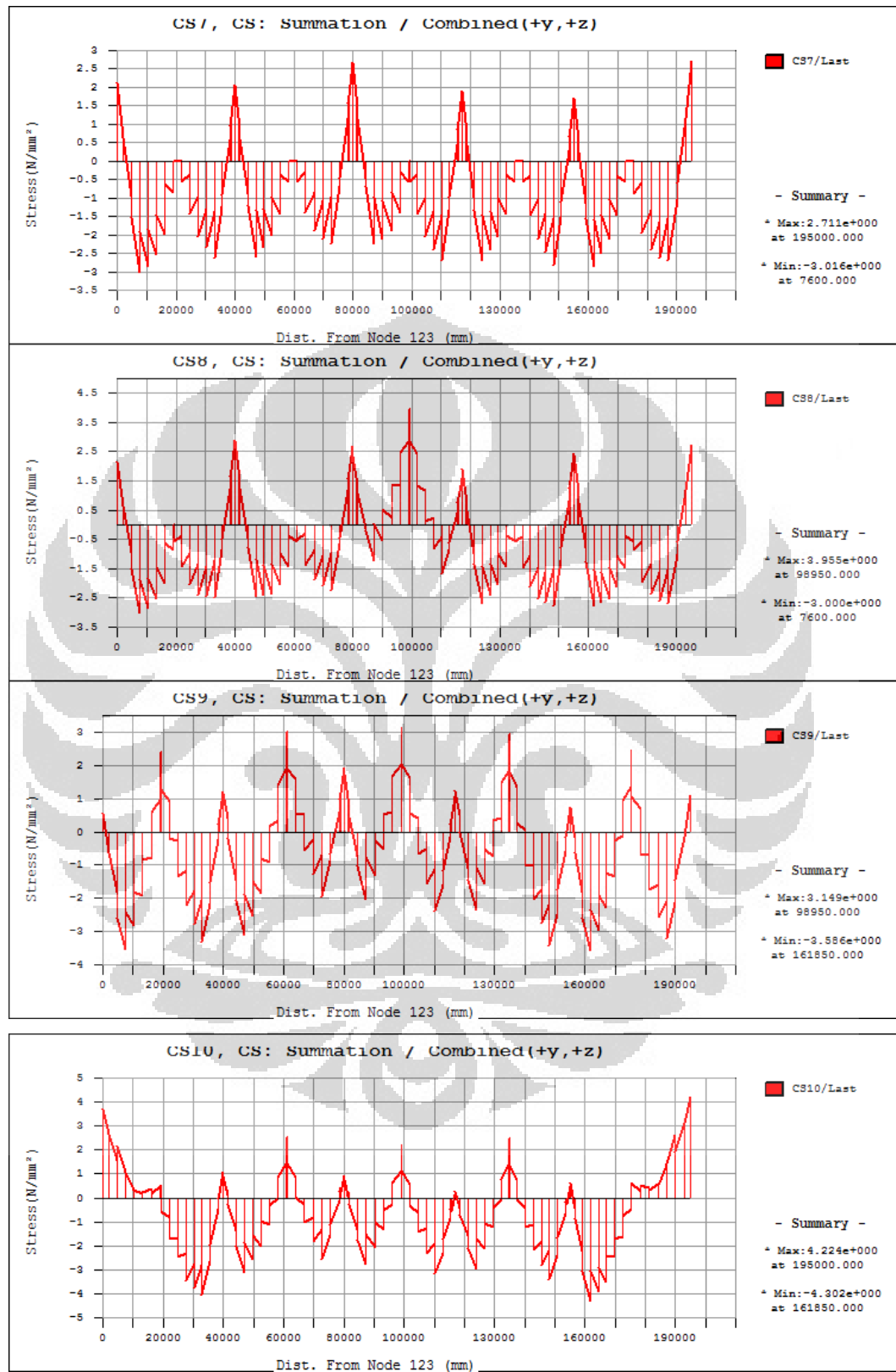
Struktur atas jembatan (*box girder*) harus didesain agar memenuhi kriteria desain struktur menurut batas kelayanannya. Adapun nilai-nilai tegangan ijin bagi struktur atas ditentukan berdasarkan ketentuan RSNI T-12-2004:

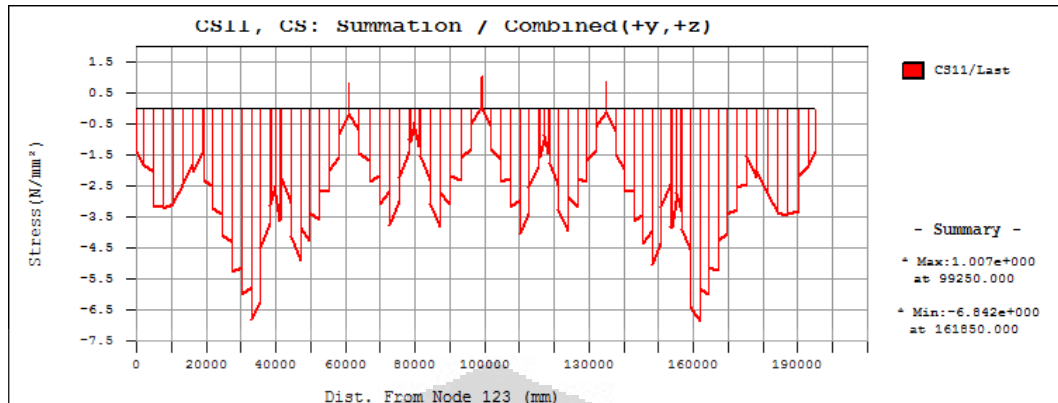
- Saat Transfer:
 - Tegangan tekan: $0.60f_{ci}' = 24 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik: $0.5\sqrt{f_{ci}'}$ (Statis tertentu) = 3.162 Mpa
- Saat Layan:
 - Tegangan tekan: $0.45f_{c}' = 22.5 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik: $0.5\sqrt{f_{c}'}$ = 3.536 Mpa

Gambar berikut ini menunjukkan pengecekan tegangan ijin pada serat atas *box girder* akibat pembebanan pada saat transfer (tahapan konstruksi):

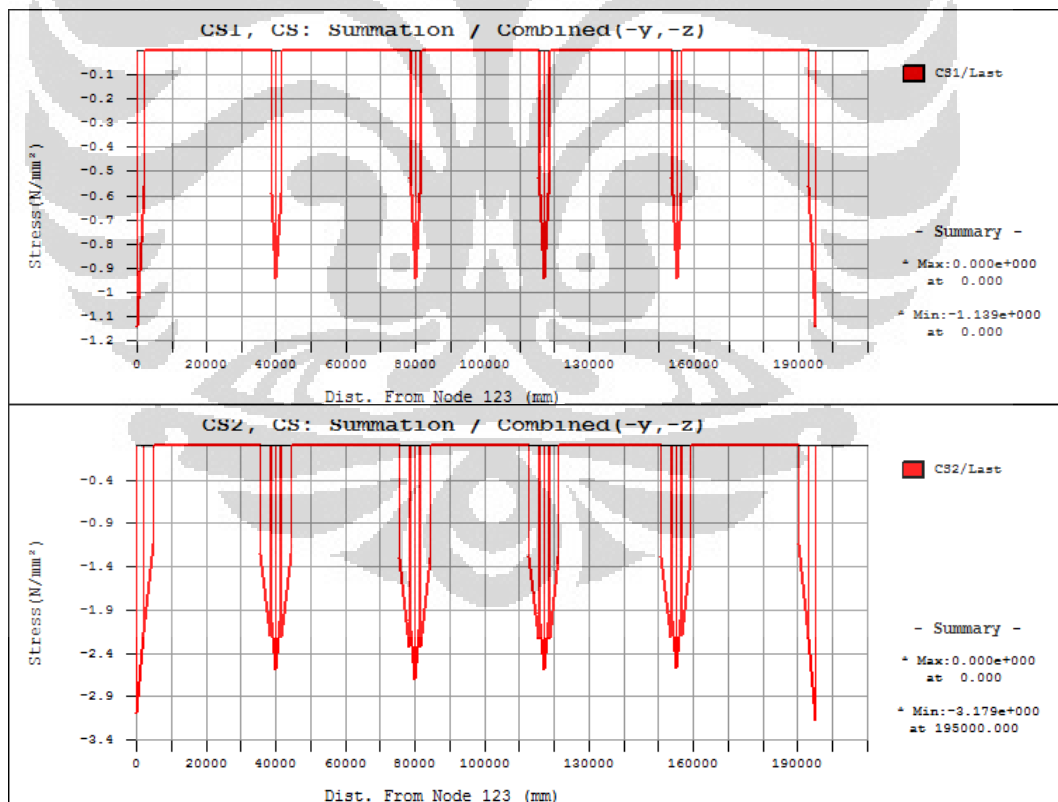


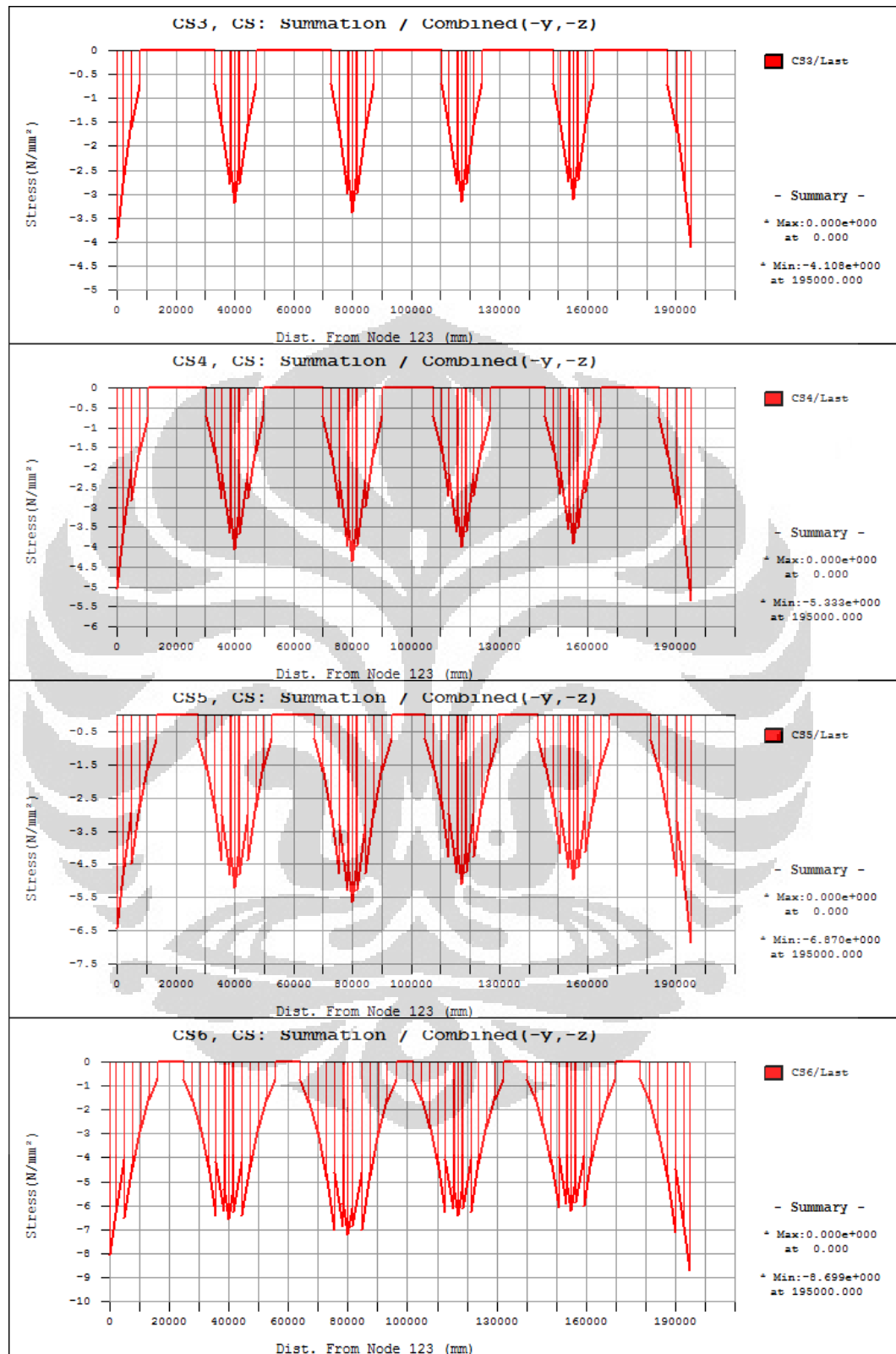
Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder* (lanjutan)

Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder* (lanjutan)

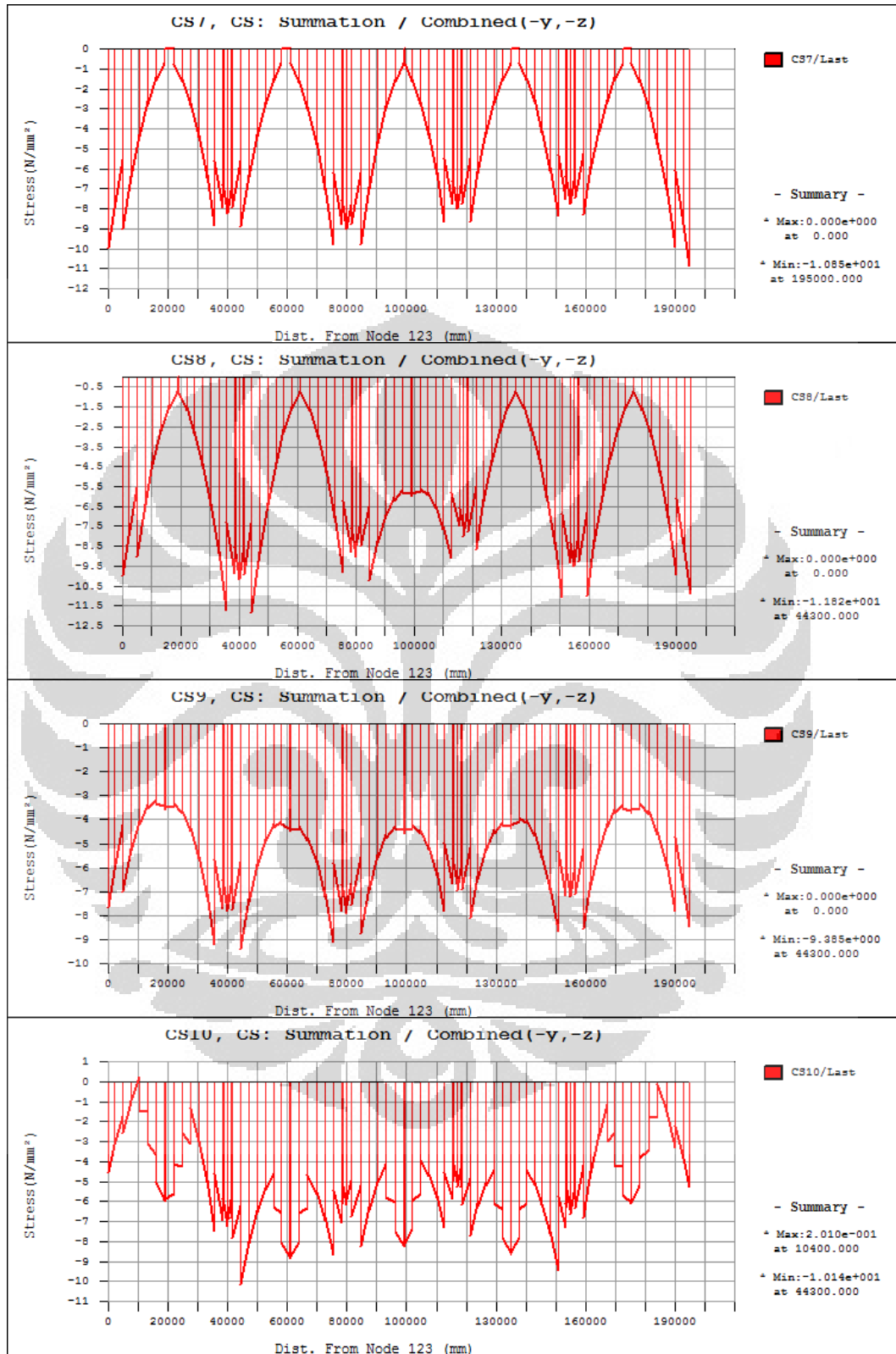
Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder* (lanjutan)Gambar L3.1 Pengecekan tegangan ijin serat atas *box girder* (saat transfer)

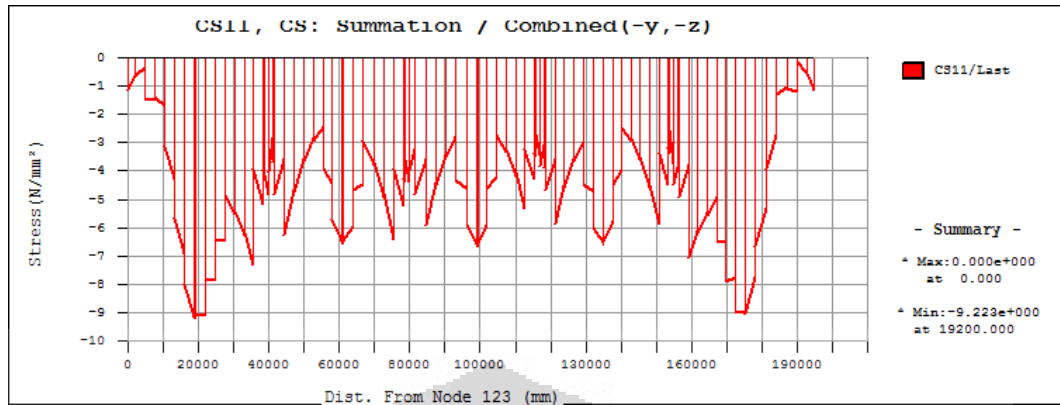
Berikut ini adalah pengecekan tegangan ijin untuk serat bawah *box girder* pada tiap tahapan konstruksi (saat transfer):



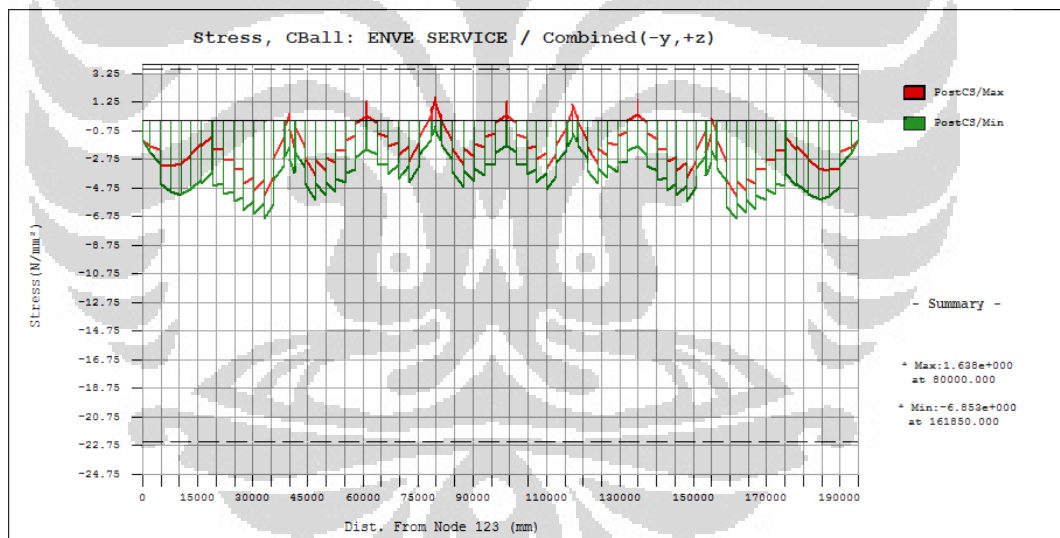
Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder* (lanjutan)

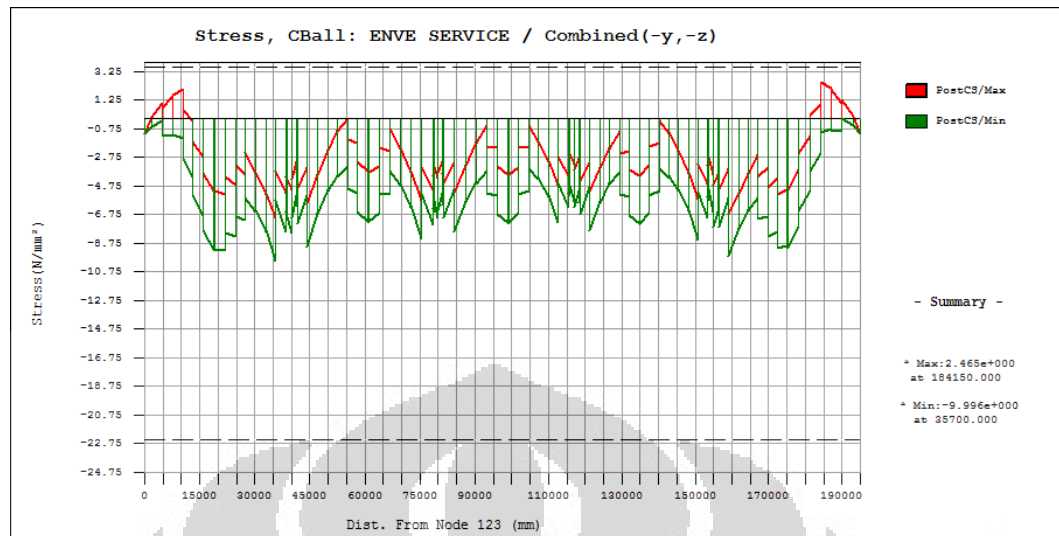
Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder* (lanjutan)



Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder* (lanjutan)Gambar L3.2 Pengecekan tegangan ijin serat bawah *box girder* (saat layan)

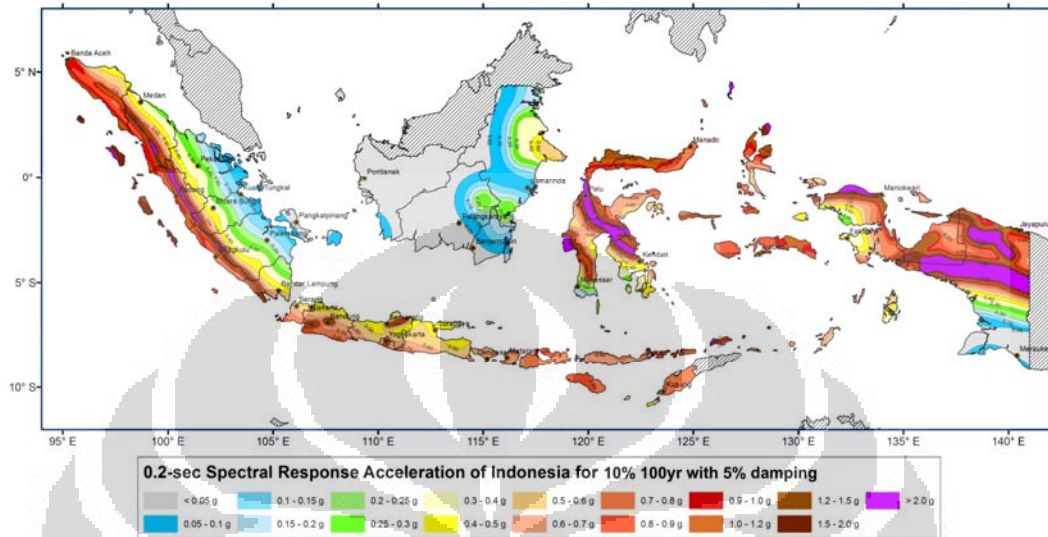
Pengecekan juga dilakukan agar struktur atas memenuhi kriteria tegangan ijin pada saat kombinasi layan berlangsung (*serviceability limit state*):

Gambar L3.3 Pengecekan tegangan ijin serat atas *box girder* (saat layan)

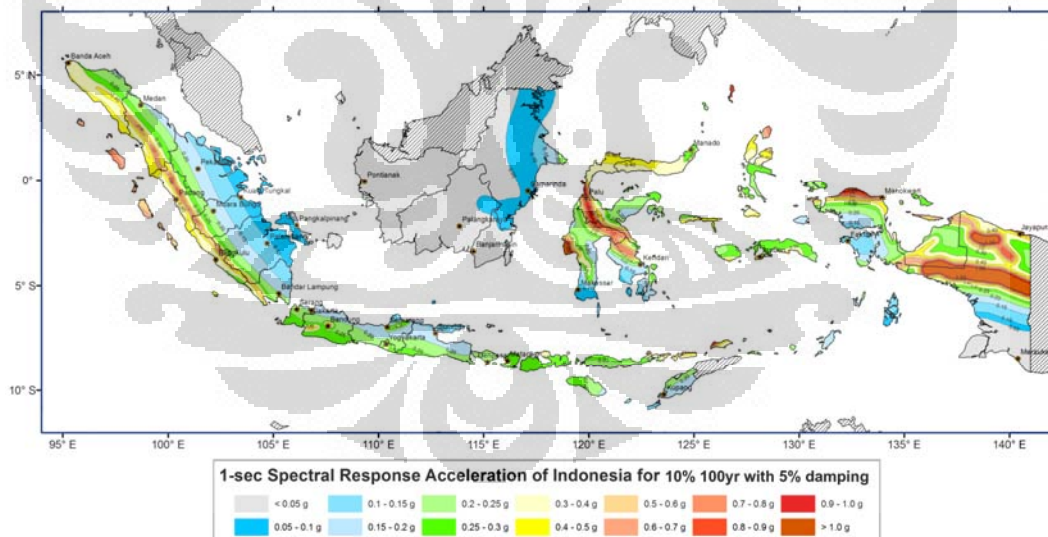
Lampiran 3 : Tegangan ijin *box girder* (lanjutan)Gambar L3.4 Pengecekan tegangan ijin serat bawah *box girder* (saat layan)

Lampiran 4 : Perhitungan *response spectrum*

Berikut adalah peta gempa yang digunakan dalam penelitian ini, yaitu peta dengan periode ulang 1000 tahun:



Gambar L4.1 0.2-sec spectral response acceleration



Gambar L4.2 1-sec spectral response acceleration

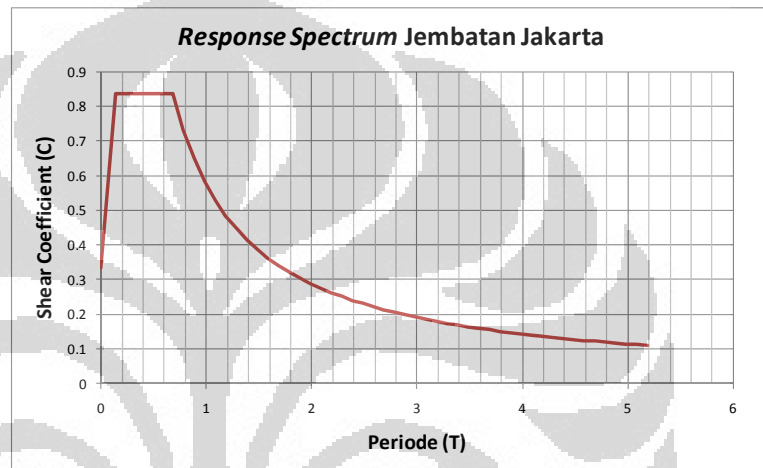
Lampiran 4 : Perhitungan *response spectrum* (lanjutan)

7% Resiko, Umur 75 Tahun, Periode Ulang 1000 Tahun

Wilayah = Jembatan Jakarta

$S_s =$	0.45	$S_1 =$	0.175	Site Class =	E
$F_a =$	1.86	$F_v =$	3.275		
$S_{Ms} =$	0.837	$S_{M1} =$	0.57313		
$S_{Ds} =$	0.837	$S_{D1} =$	0.57313		
$T_s =$	0.68474				

C	T
0.3348	0
0.837	0.136947
0.837	0.684737
0.7303401	0.784737
0.6477913	0.884737
0.5820081	0.984737
0.5283538	1.084737
0.4837571	1.184737
0.4461029	1.284737
0.4138872	1.384737
0.3860111	1.484737
0.361653	1.584737
0.3401866	1.684737
0.3211257	1.784737
0.3040875	1.884737
0.2887662	1.984737
0.2749148	2.084737
0.2623313	2.184737
0.2508494	2.284737
0.2403305	2.384737
0.2306582	2.484737
0.2217343	2.584737
0.2134753	2.684737
0.2058094	2.784737
0.1986749	2.884737
0.1920186	2.984737
0.1857938	3.084737
0.1799599	3.184737
0.1744812	3.284737
0.1693263	3.384737
0.1644672	3.484737



Lampiran 5 : Perhitungan kurva tegangan-regangan beton

Berikut adalah perhitungan kurva tegangan regangan beton untuk penampang pilar bulat (*circular section*):

Mander Circular Section (Confined)				Mander Circular Section (Unconfined)			
<i>Dia</i>	=	1750	mm	<i>Dia</i>	=	1750	mm
<i>cover</i>	=	150	mm	<i>cover</i>	=	100	mm
ϕ_s	=	16	mm	ϕ_s	=	0	mm
<i>Add_s</i>	=	2	buah	<i>Add_s</i>	=	0	buah
ϕ_{long}	=	38	mm	ϕ_{long}	=	0	mm
<i>n_{long}</i>	=	34	buah	<i>n_{long}</i>	=	0	buah
<i>s</i>	=	50	mm	<i>s</i>	=	0	mm
<i>f_{co}</i>	=	50	Mpa	<i>f_{co}</i>	=	50	Mpa
<i>f_{yh}</i>	=	275.79	Mpa	<i>f_{yh}</i>	=	0	Mpa
ϵ_{co}	=	0.002		ϵ_{co}	=	0.002	
ϵ_{su}	=	0.33		ϵ_{su}	=	0.2	
				ϵ_{sp}	=	0.006	
<i>d_s</i>	=	1450	mm	<i>d_s</i>	=	1550	mm
<i>s'</i>	=	34	mm	<i>s'</i>	=	0	mm
<i>E_c</i>	=	35355.339	MPa	<i>E_c</i>	=	35355.339	MPa
<i>A_{sp}</i>	=	201.06193	mm ²	<i>A_{sp}</i>	=	0	mm ²
<i>A_{long}</i>	=	1134.1149	mm ²	<i>A_{long}</i>	=	0	mm ²
ρ_s	=	1.82E-02		ρ_s	=	0.00E+00	
ρ_{cc}	=	2.34E-02		ρ_{cc}	=	0.00E+00	
<i>Sengkang</i>	=	<i>Spiral</i>		<i>Sengkang</i>	=	<i>Spiral</i>	
<i>A_e</i>	=	1612806.5	mm ²	<i>A_e</i>	=	1886919.1	mm ²
<i>A_{cc}</i>	=	1612739.7	mm ²	<i>A_{cc}</i>	=	1886919.1	mm ²
<i>k_e</i>	=	1.0119051		<i>k_e</i>	=	1	
<i>f_l</i>	=	2.5035032		<i>f_l</i>	=	0	
<i>f_l'</i>	=	2.5333076		<i>f_l'</i>	=	0	
<i>f_{cc}</i>	=	65.690803		<i>f_{cc}</i>	=	50	
ϵ_{cc}	=	0.0051382		ϵ_{cc}	=	0.002	
ϵ_{cu}	=	0.039214		ϵ_{cu}	=	0.004	
<i>E_{sec}</i>	=	12784.887	MPa	<i>E_{sec}</i>	=	25000	MPa
<i>r</i>	=	1.5664436		<i>r</i>	=	3.4142136	

Lampiran 5 : Perhitungan kurva tegangan-regangan beton (lanjutan)

Berikut adalah perhitungan kurva tegangan regangan beton untuk penampang pilar persegi (*rectangular section*):

Mander Rectangular Section (Confined)		Mander Rectangular Section (Unconfined)	
b	= 1533.11889 mm	Dia	= 1750 mm
h	= 1533.11889 mm	$cover$	= 100 mm
$Cover$	= 150 mm	ϕ_s	= 0 mm
f_{yh}	= 275.79 Mpa	Add_s	= 0 buah
f_{co}	= 50 Mpa	ϕ_{long}	= 0 mm
bc	= 1233.11889 mm	n_{long}	= 0 buah
dc	= 1233.11889 mm	s	= 0 mm
$n_{tulangan}$	= 34 buah	f_{co}	= 50 Mpa
$n_{long\ luar}$	= 34 buah	f_{yh}	= 0 Mpa
n_{strip}	= 9 buah	ϵ_{co}	= 0.002
ϕ_{long}	= 38 mm	ϵ_{su}	= 0.2
$\phi_{sengkang}$	= 16 mm	ϵ_{sp}	= 0.006
w'	= 154.1398613 mm	d_s	= 1550 mm
s	= 50 mm	s'	= 0 mm
s'	= 34 mm	E_c	= 35355.339 MPa
A_{long}	= 1134.114948 mm ²	A_{sp}	= 0 mm ²
ρ_{cc}	= 0.025358648	A_{long}	= 0 mm ²
A_i	= 134634.882 mm ²	ρ_s	= 0.00E+00
A_e	= 1347996.89 mm ²	ρ_{cc}	= 0.00E+00
k_e	= 0.90956587	$Sengkang$	= Spiral
ρ_x	= 0.01304412	A_e	= 1886919.1 mm ²
ρ_y	= 0.01304412	A_{cc}	= 1886919.1 mm ²
f_{lx}	= 3.59743866 Mpa	k_e	= 1
f_{ly}	= 3.59743866 Mpa	f_i	= 0
f'_{lx}	= 3.27210741 Mpa	f'_i	= 0
f'_{ly}	= 3.27210741 Mpa	f_{cc}	= 50
f_{l1}/f_{co}	= 0.06544215	ϵ_{cc}	= 0.002
f_{l2}/f_{co}	= 0.06544215	ϵ_{cu}	= 0.004
f'_{cc}/f_{co}	= 1.4177192	E_{sec}	= 25000 MPa
f'_{cc}	= 70.8859602 Mpa	r	= 3.4142136
ϵ_{co}	= 0.002		
ϵ_{su}	= 0.33		
ϵ_{cc}	= 0.00617719		
ϵ_{cu}	= 0.02744634		
E_{sec}	= 11475.4341 MPa		
E_c	= 35355.3391 MPa		
r	= 1.48054773		

Lampiran 5 : Perhitungan kurva tegangan-regangan beton (lanjutan)

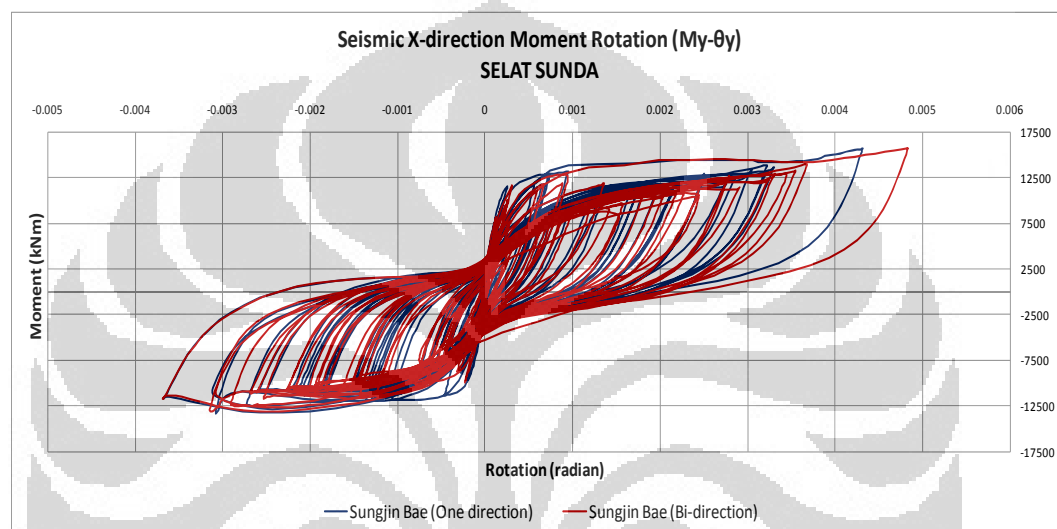
Berikut adalah hasil perhitungan tegangan dan regangan beton yang selanjutnya akan dijadikan acuan dalam penggambaran kurva *stress-strain relation*:

Mander Stress-Strain Relation													
Un-Confined		Confined											
Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress
0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	65.256	0.012	55.342	0.018	46.859	0.024	40.906	0.030	36.569
0.000	3.535	0.000	3.523	0.006	65.160	0.012	55.175	0.018	46.742	0.024	40.822	0.030	36.506
0.000	7.070	0.000	6.995	0.006	65.057	0.012	55.010	0.018	46.626	0.024	40.739	0.030	36.444
0.000	10.600	0.000	10.392	0.006	64.947	0.012	54.845	0.018	46.510	0.024	40.656	0.030	36.382
0.000	14.118	0.000	13.699	0.006	64.831	0.012	54.681	0.018	46.395	0.024	40.574	0.030	36.321
0.001	17.613	0.001	16.902	0.007	64.709	0.013	54.517	0.018	46.281	0.024	40.493	0.030	36.260
0.001	21.070	0.001	19.992	0.007	64.581	0.013	54.355	0.019	46.167	0.025	40.411	0.031	36.199
0.001	24.467	0.001	22.963	0.007	64.449	0.013	54.194	0.019	46.054	0.025	40.330	0.031	36.138
0.001	27.780	0.001	25.810	0.007	64.312	0.013	54.033	0.019	45.942	0.025	40.250	0.031	36.078
0.001	30.980	0.001	28.531	0.007	64.170	0.013	53.873	0.019	45.830	0.025	40.170	0.031	36.018
0.001	34.033	0.001	31.124	0.007	64.025	0.013	53.715	0.019	45.719	0.025	40.090	0.031	35.958
0.001	36.905	0.001	33.589	0.007	63.875	0.013	53.557	0.019	45.609	0.025	40.011	0.031	35.898
0.001	39.562	0.001	35.927	0.007	63.723	0.013	53.399	0.019	45.499	0.025	39.932	0.031	35.839
0.001	41.968	0.001	38.141	0.007	63.567	0.013	53.243	0.019	45.390	0.025	39.854	0.031	35.780
0.001	44.093	0.001	40.232	0.007	63.408	0.013	53.088	0.019	45.282	0.025	39.776	0.031	35.721
0.002	45.911	0.002	42.204	0.008	63.247	0.014	52.934	0.019	45.174	0.025	39.698	0.031	35.662
0.002	47.403	0.002	44.060	0.008	63.083	0.014	52.780	0.020	45.067	0.026	39.621	0.032	35.604
0.002	48.556	0.002	45.805	0.008	62.917	0.014	52.627	0.020	44.960	0.026	39.544	0.032	35.546
0.002	49.369	0.002	47.442	0.008	62.749	0.014	52.476	0.020	44.854	0.026	39.467	0.032	35.488
0.002	49.845	0.002	48.976	0.008	62.579	0.014	52.325	0.020	44.749	0.026	39.391	0.032	35.430
0.002	50.000	0.002	50.411	0.008	62.408	0.014	52.175	0.020	44.644	0.026	39.316	0.032	35.373
0.002	49.853	0.002	51.752	0.008	62.235	0.014	52.026	0.020	44.540	0.026	39.240	0.032	35.316
0.002	49.432	0.002	53.003	0.008	62.060	0.014	51.877	0.020	44.437	0.026	39.165	0.032	35.259
0.002	48.766	0.002	54.167	0.008	61.885	0.014	51.730	0.020	44.334	0.026	39.091	0.032	35.203
0.002	47.888	0.002	55.251	0.008	61.708	0.014	51.583	0.020	44.232	0.026	39.017	0.032	35.146
0.003	46.832	0.003	56.257	0.009	61.531	0.015	51.438	0.020	44.130	0.026	38.943	0.032	35.090
0.003	45.631	0.003	57.190	0.009	61.353	0.015	51.293	0.021	44.029	0.027	38.869	0.033	35.034
0.003	44.317	0.003	58.054	0.009	61.174	0.015	51.149	0.021	43.928	0.027	38.796	0.033	34.979
0.003	42.918	0.003	58.852	0.009	60.994	0.015	51.006	0.021	43.828	0.027	38.723	0.033	34.923
0.003	41.462	0.003	59.588	0.009	60.814	0.015	50.864	0.021	43.729	0.027	38.651	0.033	34.868
0.003	39.970	0.003	60.266	0.009	60.634	0.015	50.723	0.021	43.630	0.027	38.579	0.033	34.813
0.003	38.463	0.003	60.890	0.009	60.453	0.015	50.582	0.021	43.532	0.027	38.507	0.033	34.758
0.003	36.958	0.003	61.461	0.009	60.272	0.015	50.443	0.021	43.434	0.027	38.436	0.033	34.704
0.003	35.467	0.003	61.983	0.009	60.091	0.015	50.304	0.021	43.337	0.027	38.365	0.033	34.650
0.003	34.002	0.003	62.460	0.009	59.910	0.015	50.166	0.021	43.240	0.027	38.294	0.033	34.596
0.004	32.572	0.004	62.894	0.010	59.729	0.016	50.029	0.021	43.144	0.027	38.224	0.033	34.542
0.004	31.184	0.004	63.286	0.010	59.548	0.016	49.893	0.022	43.049	0.028	38.154	0.034	34.488
0.004	29.840	0.004	63.641	0.010	59.368	0.016	49.757	0.022	42.954	0.028	38.084	0.034	34.435
0.004	28.546	0.004	63.960	0.010	59.187	0.016	49.623	0.022	42.859	0.028	38.015	0.034	34.382
0.004	27.304	0.004	64.246	0.010	59.007	0.016	49.489	0.022	42.765	0.028	37.946	0.034	34.329
0.004	26.113	0.004	64.499	0.010	58.826	0.016	49.356	0.022	42.672	0.028	37.877	0.034	34.276
0.004	24.807	0.004	64.723	0.010	58.647	0.016	49.224	0.022	42.579	0.028	37.809	0.034	34.224
0.004	23.502	0.004	64.920	0.010	58.467	0.016	49.092	0.022	42.486	0.028	37.741	0.034	34.171
0.004	22.196	0.004	65.090	0.010	58.289	0.016	48.962	0.022	42.394	0.028	37.673	0.034	34.119
0.004	20.890	0.004	65.236	0.010	58.110	0.016	48.832	0.022	42.303	0.028	37.605	0.034	34.067
0.005	19.585	0.005	65.359	0.011	57.932	0.017	48.703	0.022	42.212	0.028	37.538	0.035	34.016
0.005	18.279	0.005	65.460	0.011	57.755	0.017	48.575	0.023	42.122	0.029	37.472	0.035	33.964
0.005	16.973	0.005	65.541	0.011	57.578	0.017	48.447	0.023	42.032	0.029	37.405	0.035	33.913
0.005	15.668	0.005	65.604	0.011	57.402	0.017	48.321	0.023	41.942	0.029	37.339	0.035	33.862
0.005	14.362	0.005	65.649	0.011	57.226	0.017	48.195	0.023	41.853	0.029	37.273	0.035	33.811
0.005	13.056	0.005	65.677	0.011	57.051	0.017	48.070	0.023	41.765	0.029	37.208	0.035	33.761
0.005	11.751	0.005	65.690	0.011	56.877	0.017	47.945	0.023	41.677	0.029	37.142	0.035	33.710
0.005	10.445	0.005	65.688	0.011	56.703	0.017	47.822	0.023	41.589	0.029	37.078	0.035	33.660
0.005	9.140	0.005	65.673	0.011	56.531	0.017	47.699	0.023	41.502	0.029	37.013	0.035	33.610
0.005	7.834	0.005	65.645	0.011	56.358	0.017	47.577	0.023	41.416	0.029	36.949	0.035	33.560
0.006	6.528	0.006	65.606	0.012	56.187	0.017	47.455	0.023	41.329	0.029	36.884	0.036	33.511
0.006	5.223	0.006	65.555	0.012	56.017	0.018	47.335	0.024	41.244	0.030	36.821	0.036	33.461
0.006	3.917	0.006	65.494	0.012	55.847	0.018	47.215	0.024	41.159	0.030	36.757	0.036	33.412
0.006	2.611	0.006	65.423	0.012	55.678	0.018	47.095	0.024	41.074	0.030	36.694	0.036	33.363
0.006	1.306	0.006	65.344	0.012	55.509	0.018	46.977	0.024	40.989	0.030	36.631	0.036	33.314

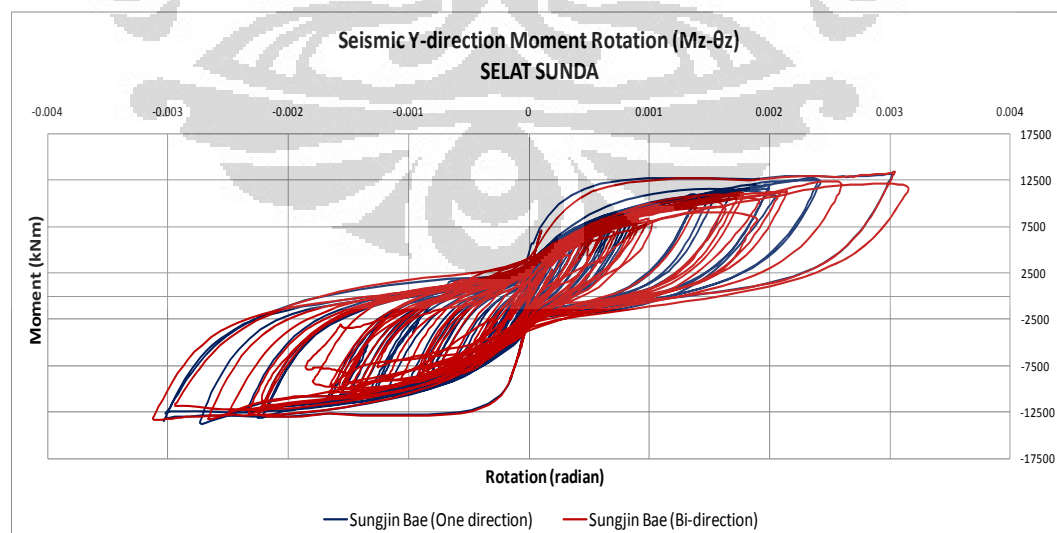
Lampiran 6 : Perbandingan kurva momen-rotasi (*bi-direction EQ*)

Berikut ini adalah kurva momen-rotasi yang dihasilkan dari analisa struktur terhadap pembebanan gempa satu arah dan dua arah. Dalam hal ini hanya ditampilkan pembebanan yang menimbulkan pelelehan pada pilar, yaitu beban gempa Selat Sunda dan Garut.

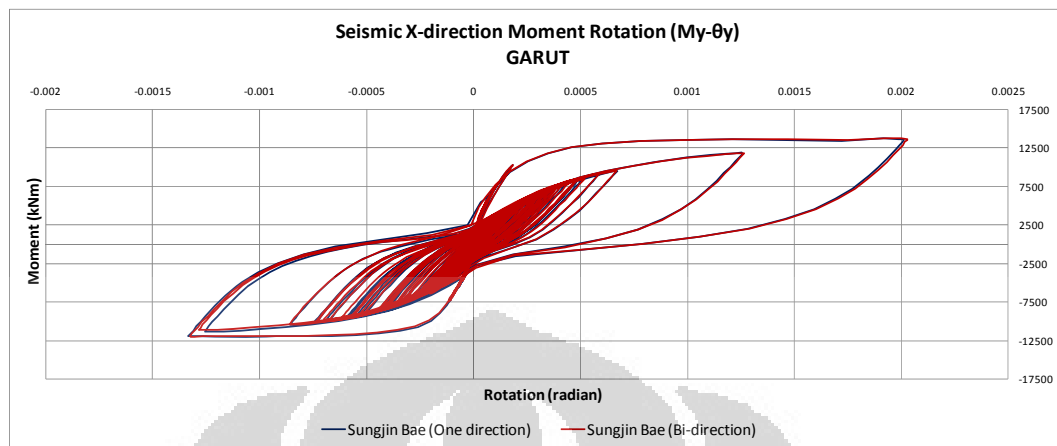
a. Penampang Bulat - *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak* (l_p terpendek)



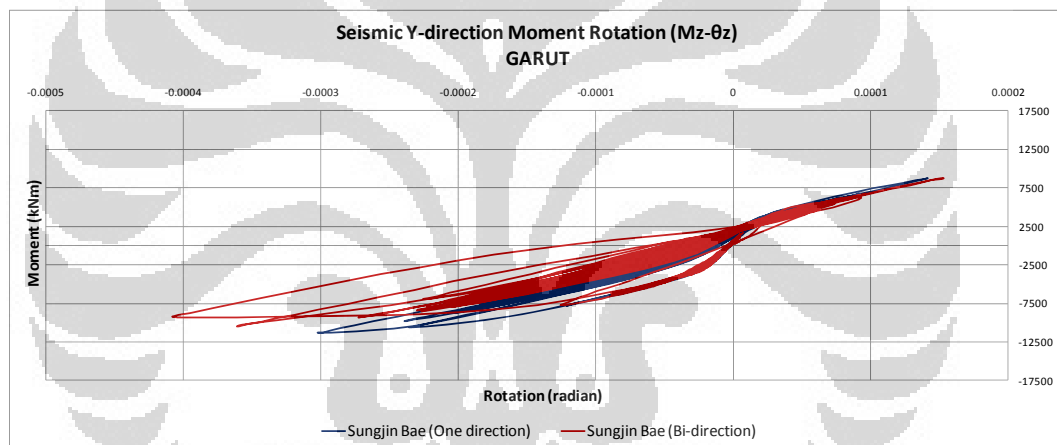
Gambar L6.1 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda X



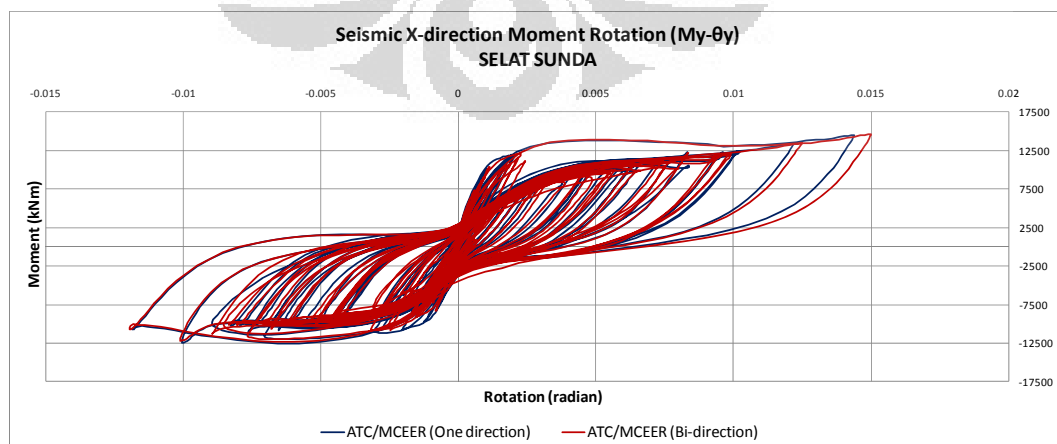
Gambar L6.2 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda Y

Lampiran 6 : Perbandingan kurva momen-rotasi (*bi-direction EQ*) (lanjutan)

Gambar L6.3 Kurva momen-rotasi Gempa Garut X

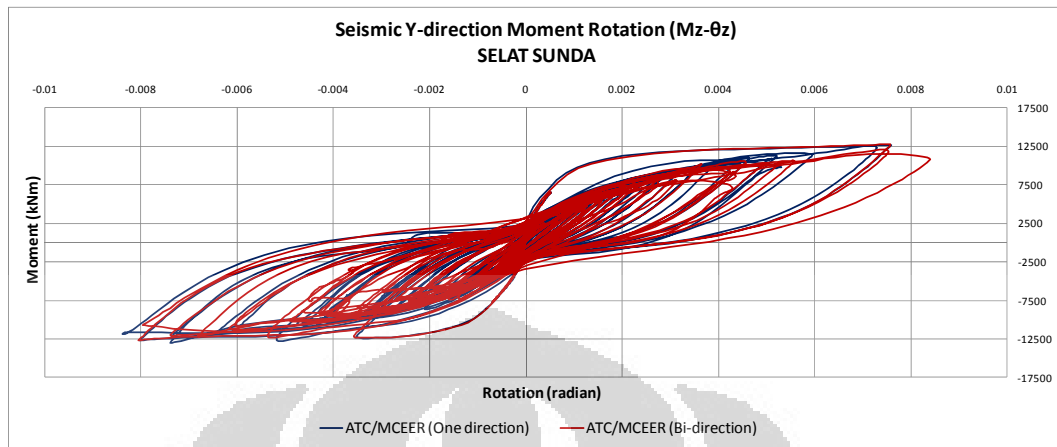


Gambar L6.4 Kurva momen-rotasi Gempa Garut Y

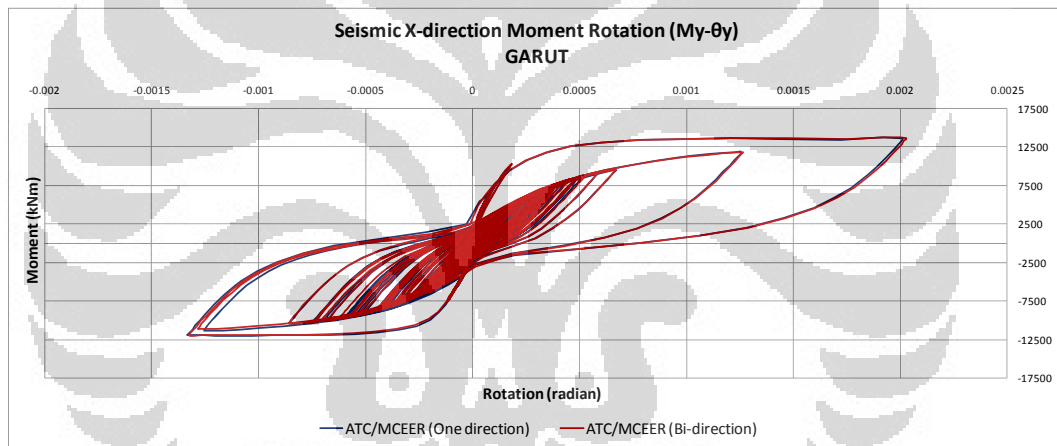
b. Penampang Bulat – *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang)

Gambar L6.5 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda X

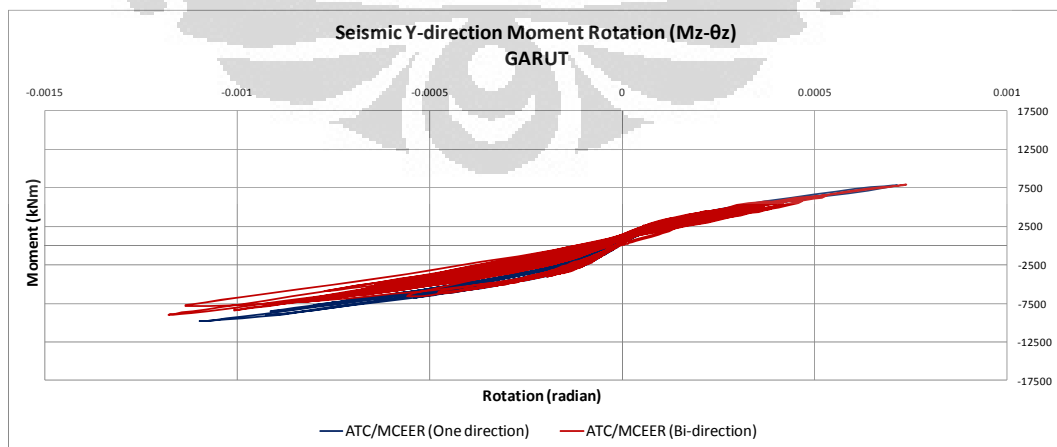
Lampiran 6 : Perbandingan kurva momen-rotasi (*bi-direction EQ*) (lanjutan)



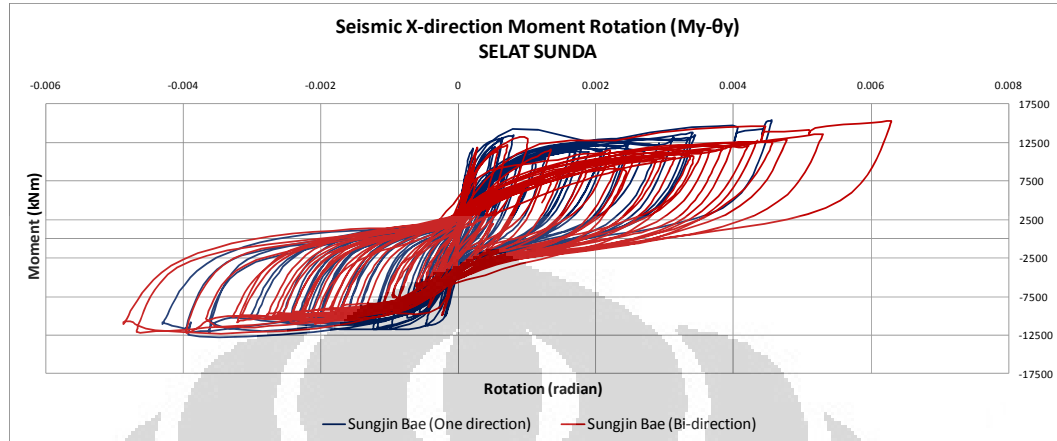
Gambar L6.6 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda Y



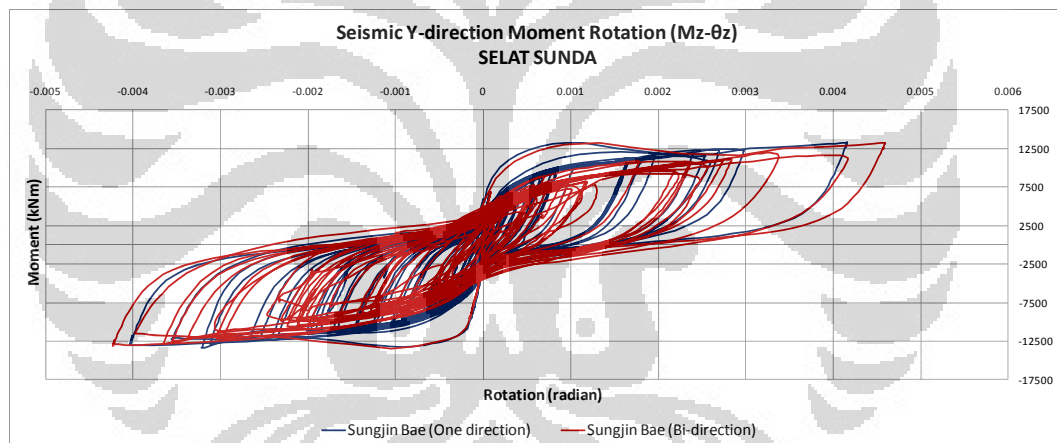
Gambar L6.7 Kurva momen-rotasi Gempa Garut X



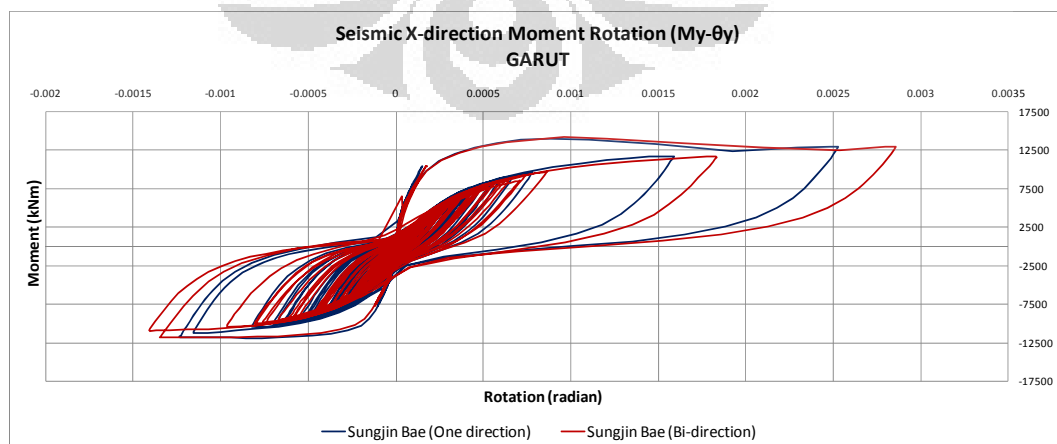
Gambar L6.8 Kurva momen-rotasi Gempa Garut Y

Lampiran 6 : Perbandingan kurva momen-rotasi (*bi-direction EQ*) (lanjutan)c. Penampang Persegi - *Sungjin Bae* dan *Oguzhan Bayrak* (I_p terpendek)

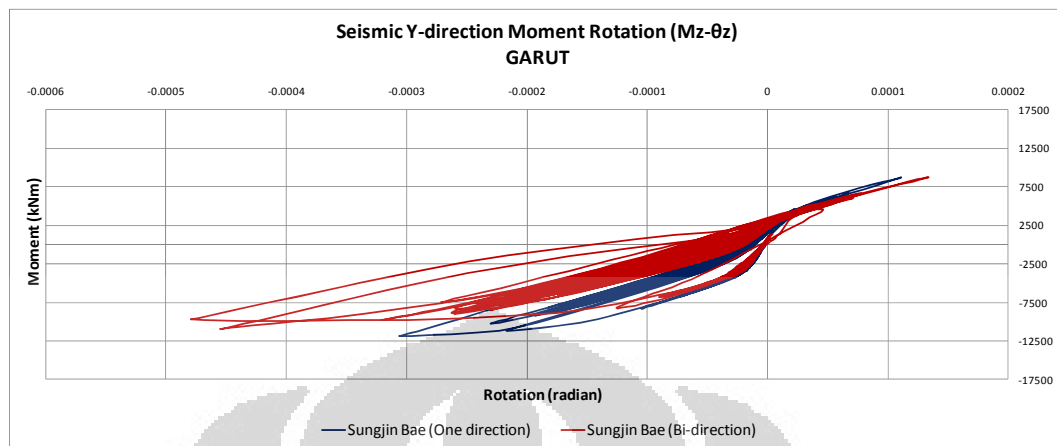
Gambar L6.9 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda X



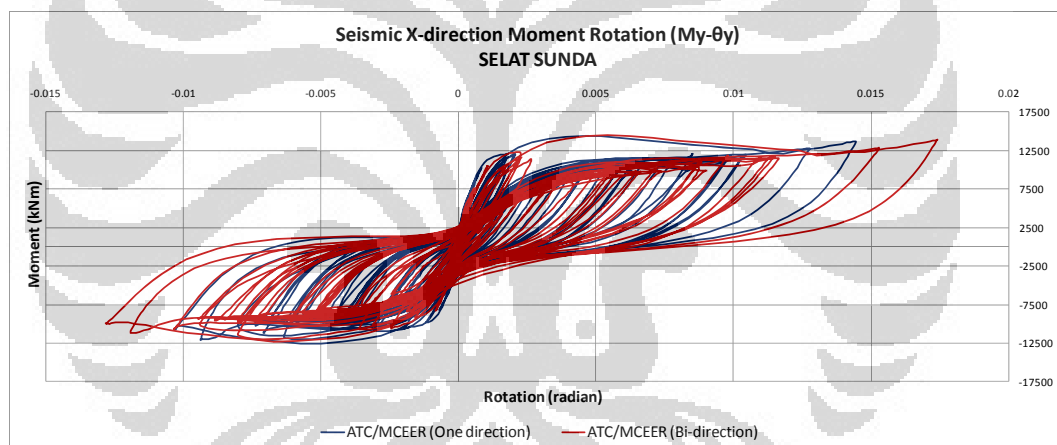
Gambar L6.10 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda Y



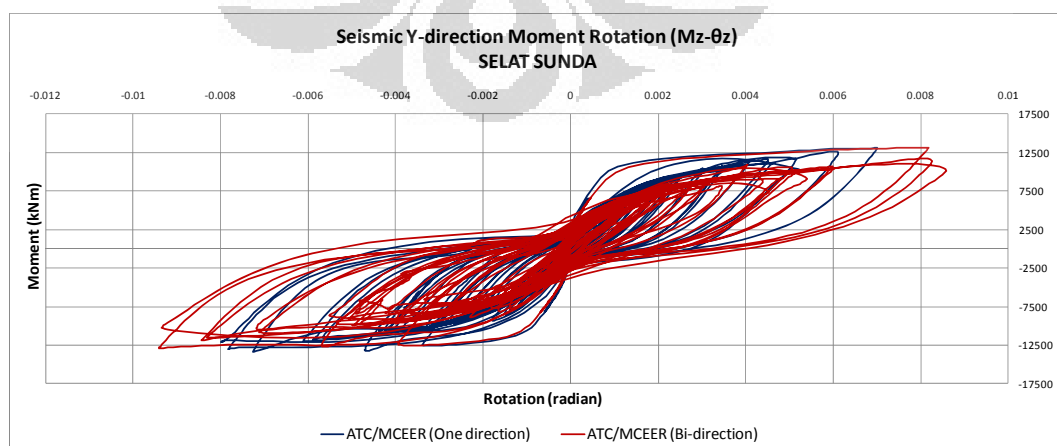
Gambar L6.11 Kurva momen-rotasi Gempa Garut X

Lampiran 6 : Perbandingan kurva momen-rotasi (*bi-direction EQ*) (lanjutan)

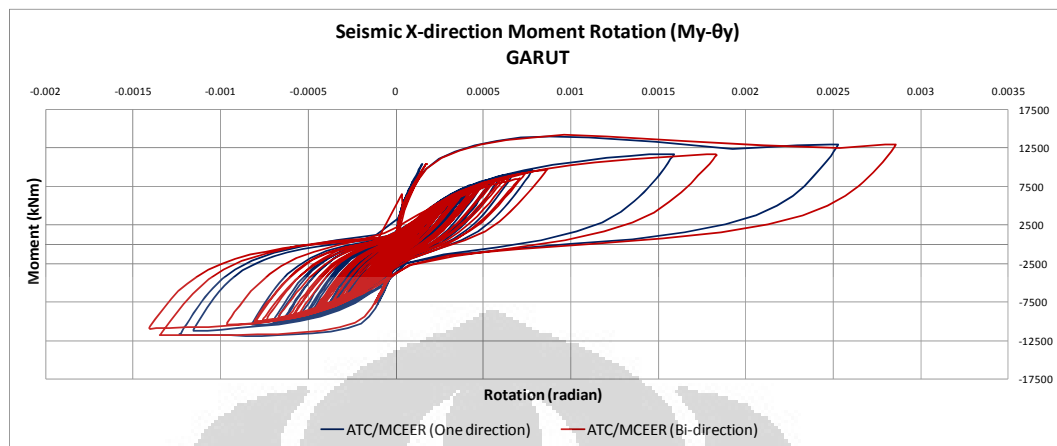
Gambar L6.12 Kurva momen-rotasi Gempa Garut Y

d. Penampang Persegi – *ATC/MCEER Joint Venture* (l_p terpanjang)

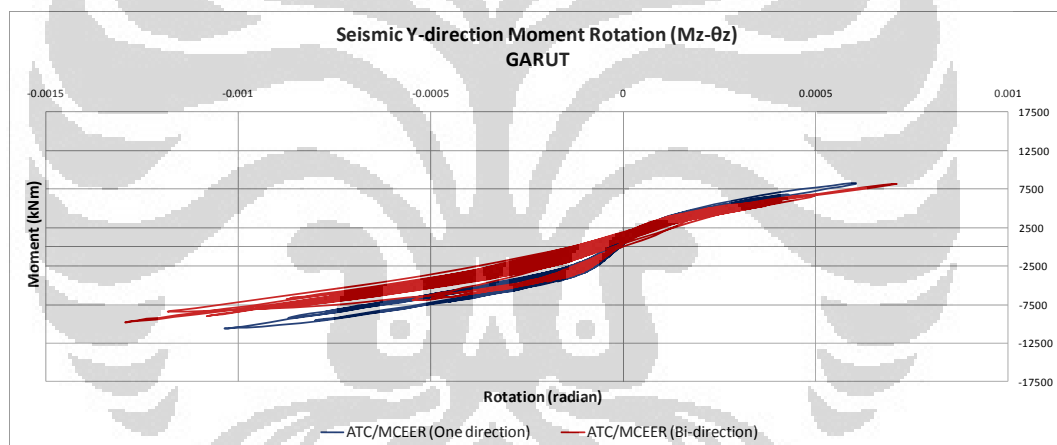
Gambar L6.13 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda X



Gambar L6.14 Kurva momen-rotasi Gempa Selat Sunda Y

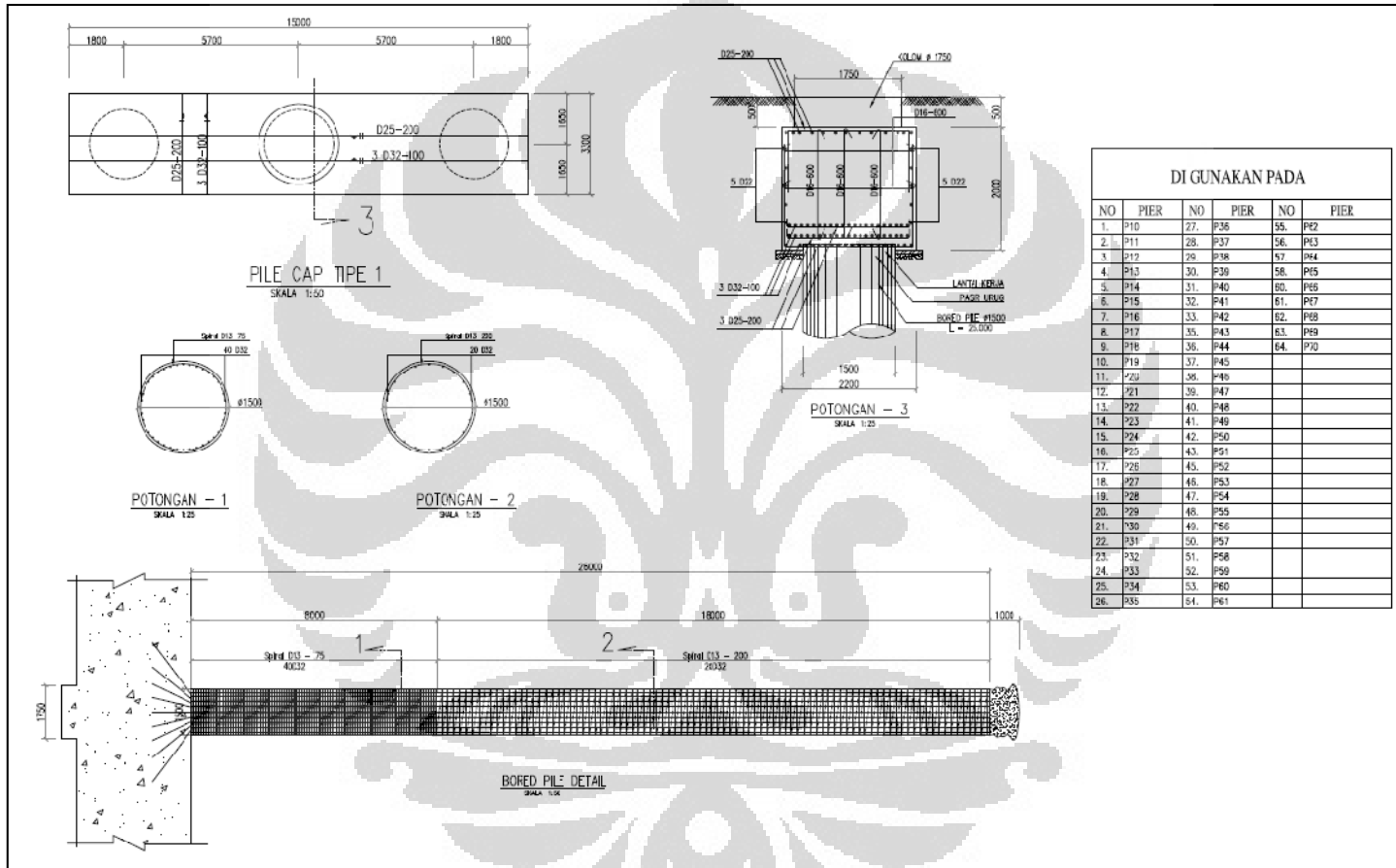
Lampiran 6 : Perbandingan kurva momen-rotasi (*bi-direction EQ*) (lanjutan)

Gambar L6.15 Kurva momen-rotasi Gempa Garut X



Gambar L6.16 Kurva momen-rotasi Gempa Garut Y

Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor

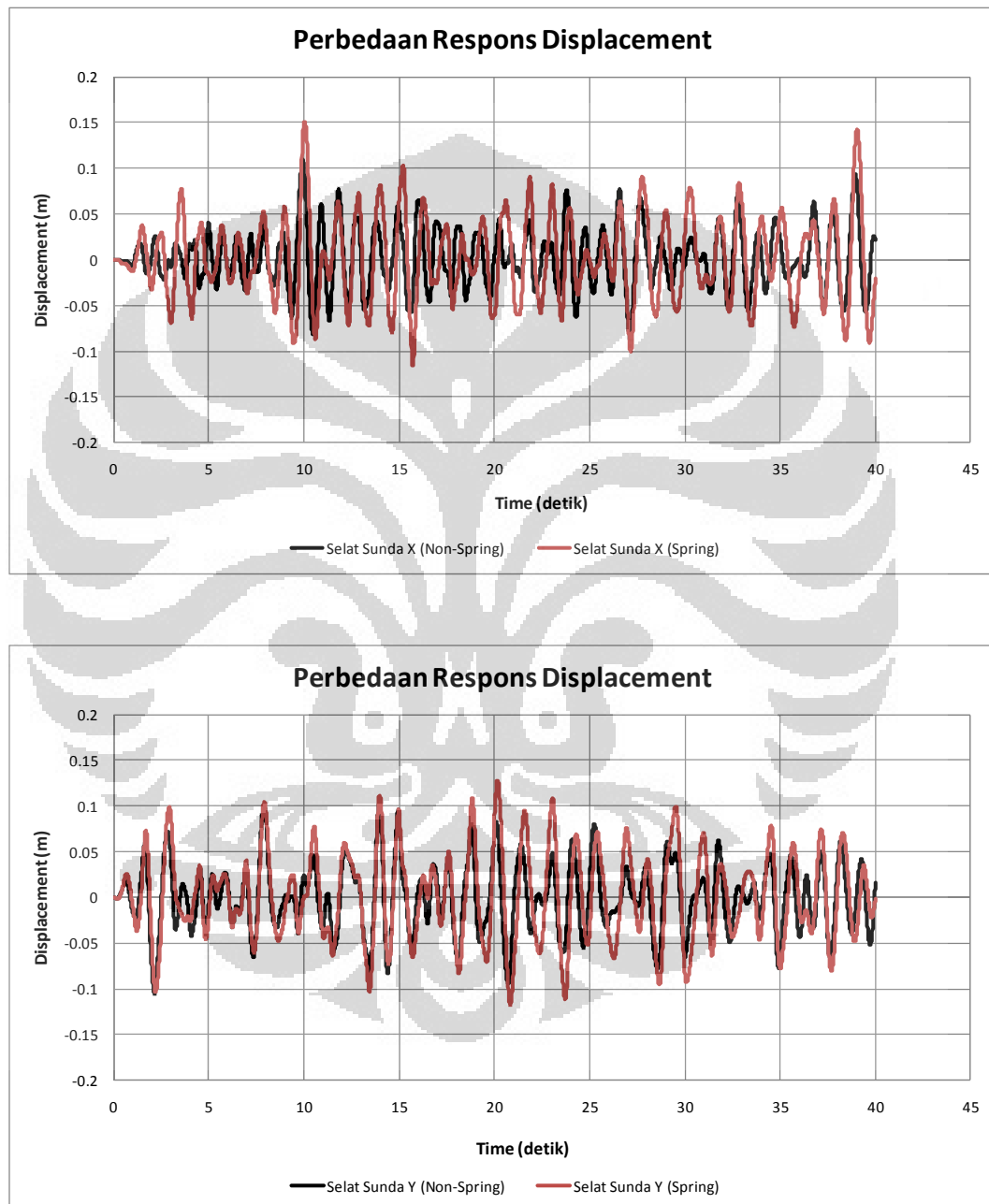


Gambar L7.1 Detail Pondasi *bored pile*

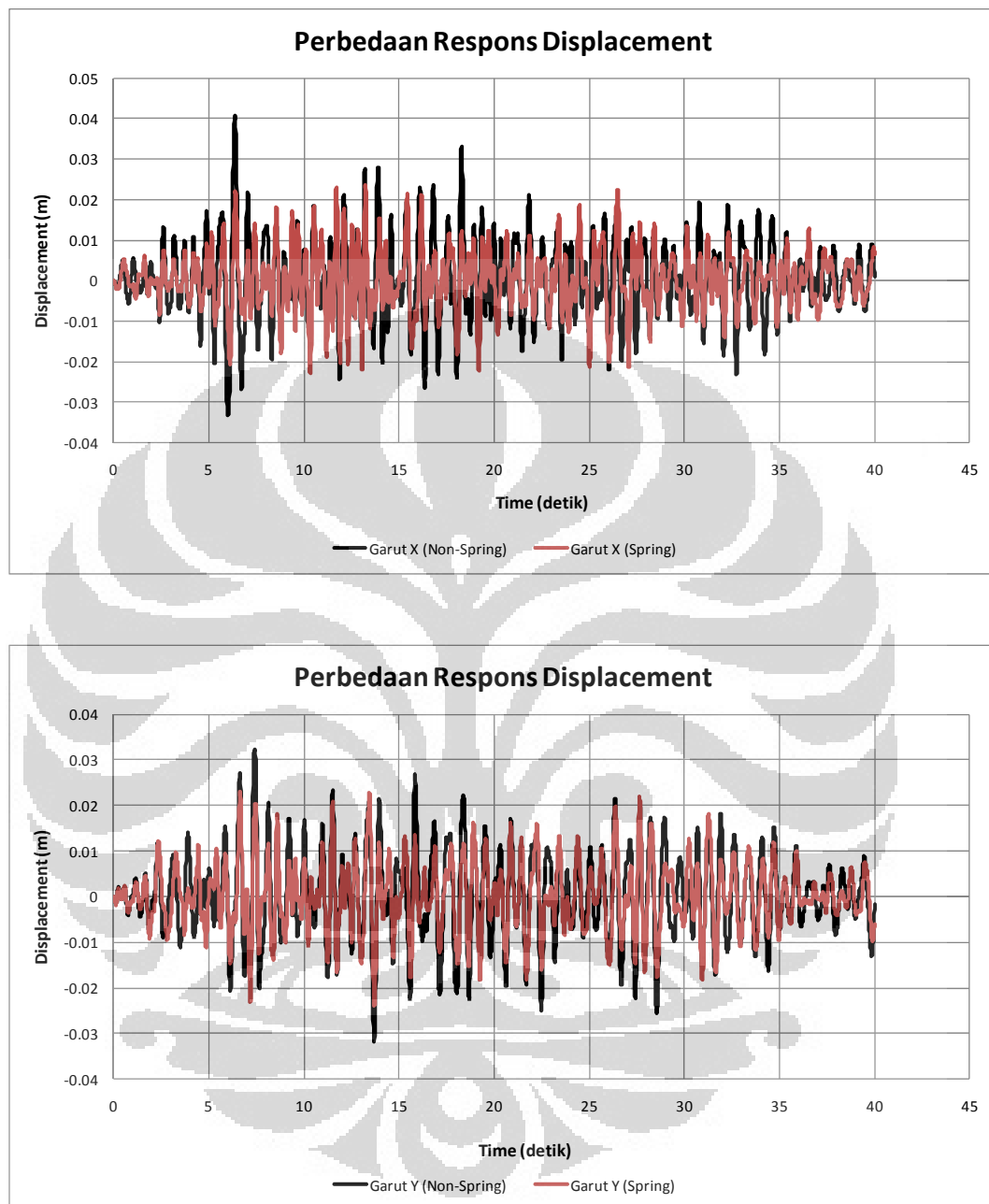
Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor (Lanjutan)

Berikut ini adalah hasil analisa struktur jembatan berpenampang pilar persegi dengan memodelkan pondasi *bored pile* dalam program MIDAS.

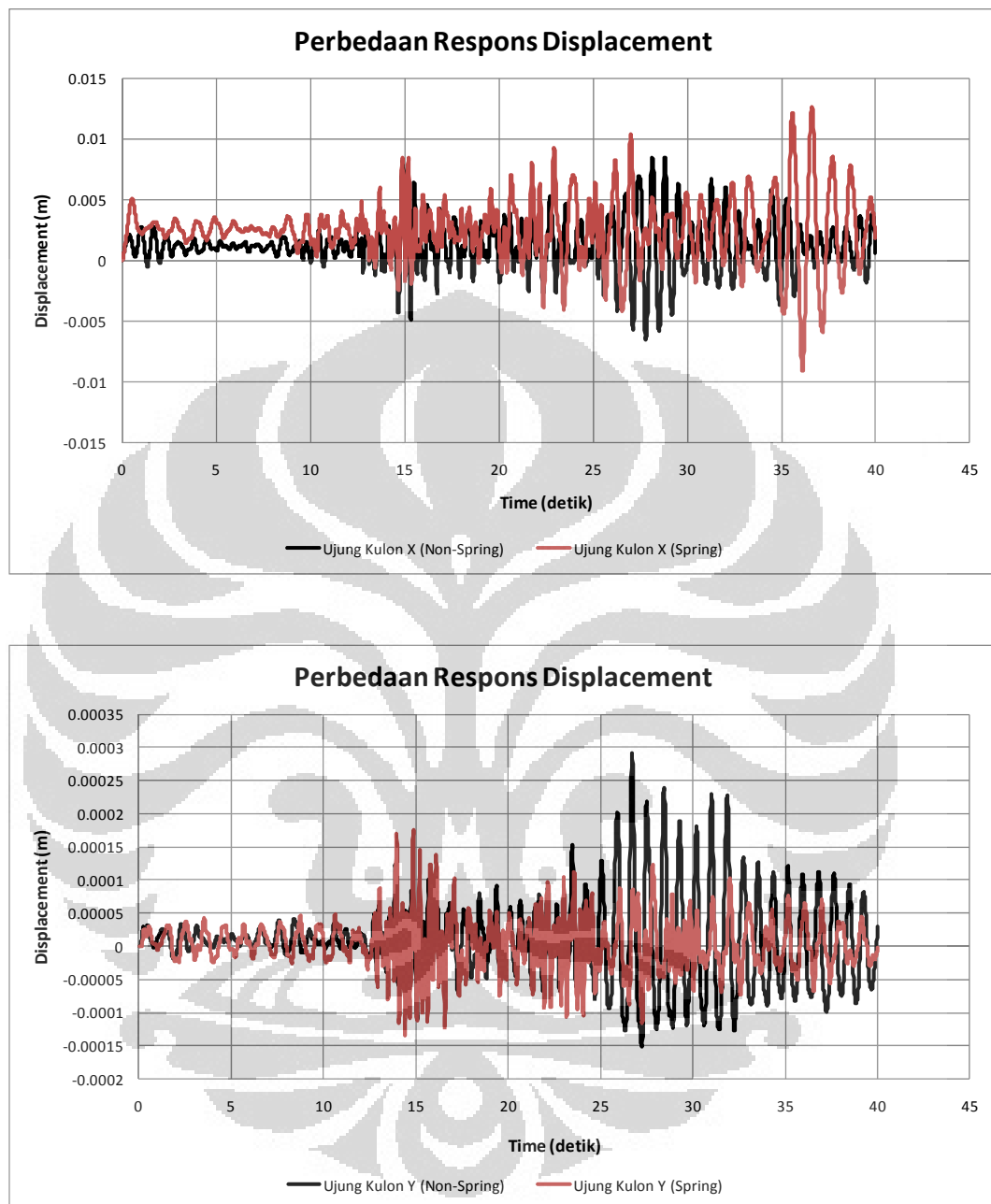
a. Respons displacement nodal

Gambar L7.2 Perbedaan respons *displacement* gempa Selat Sunda

Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor (Lanjutan)

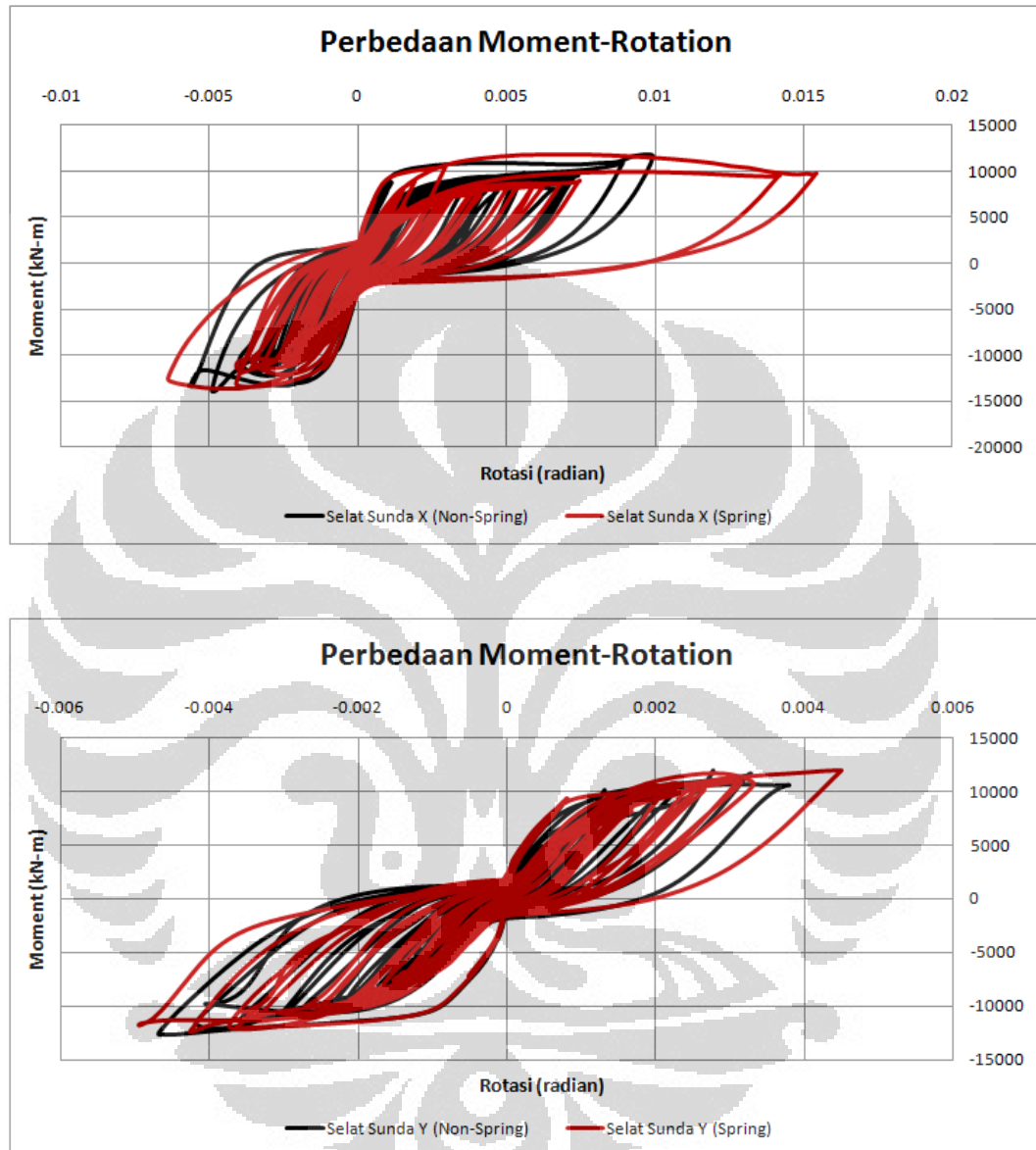
Gambar L7.3 Perbedaan respons *displacement* gempa Garut

Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor (Lanjutan)

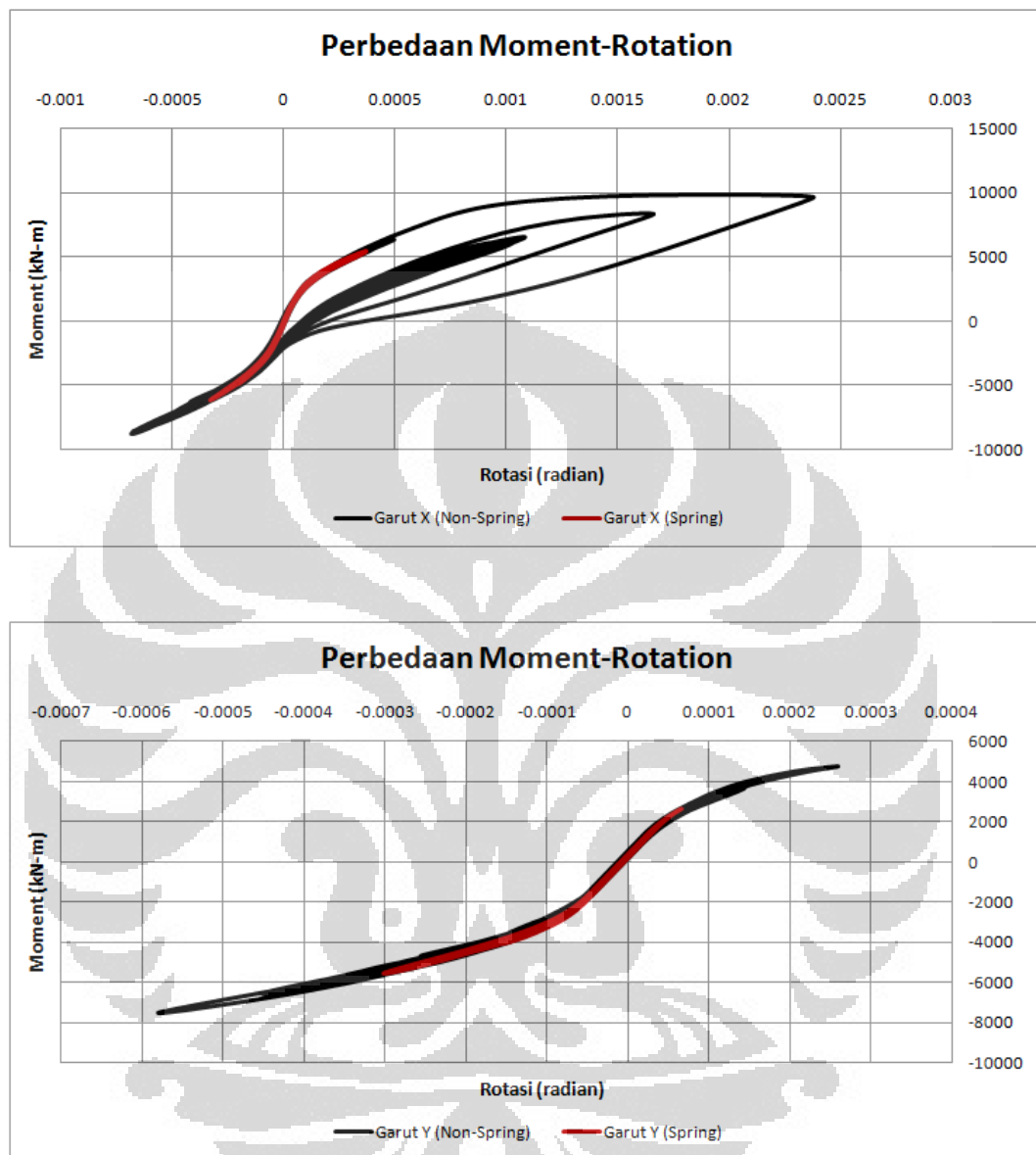
Gambar L7.4 Perbedaan respons *displacement* gempa Ujung Kulon

Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor (Lanjutan)

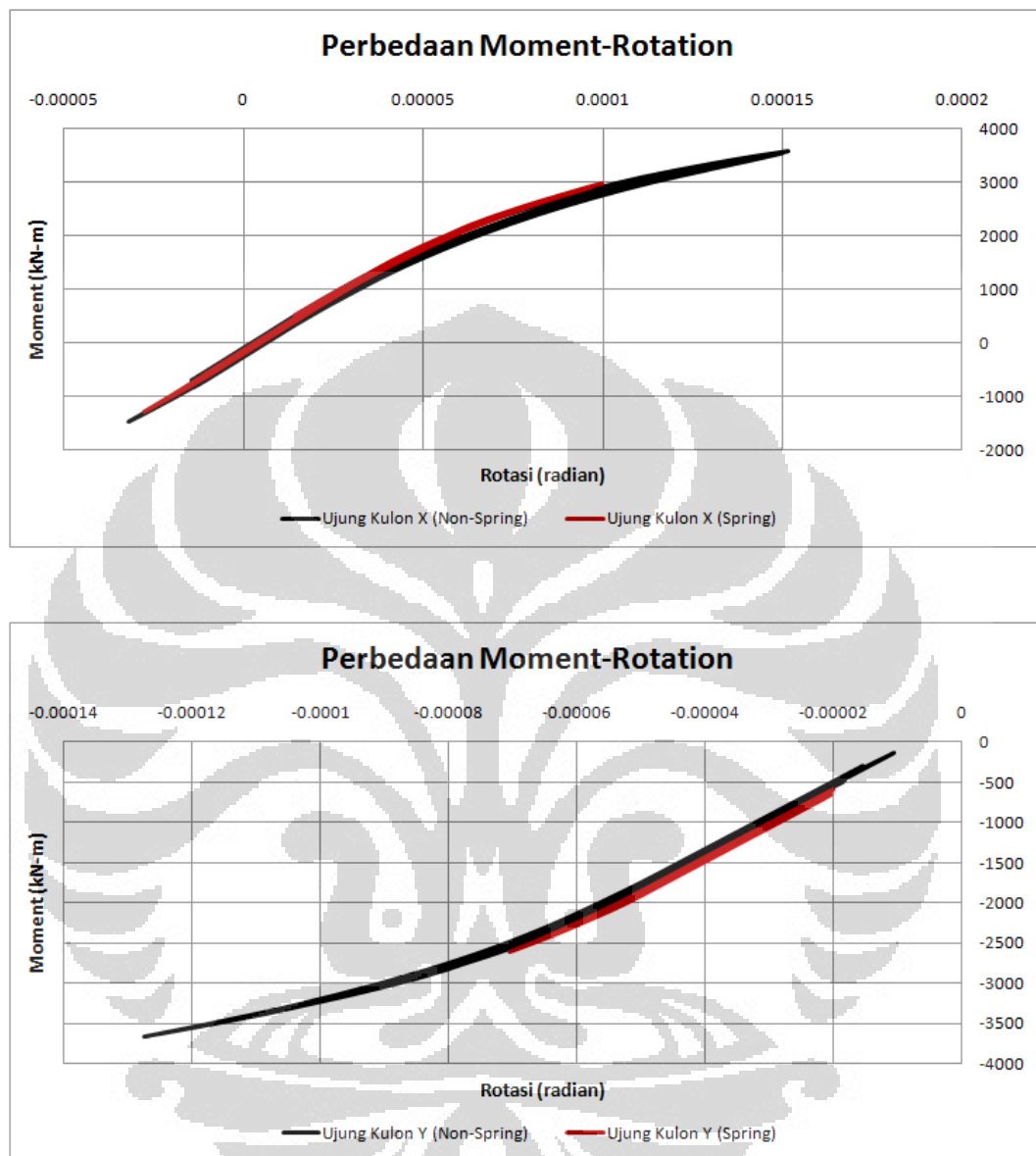
b. Kurva momen-rotasi

Gambar L7.5 Perbedaan kurva *moment-rotation* gempa Selat Sunda

Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor (Lanjutan)

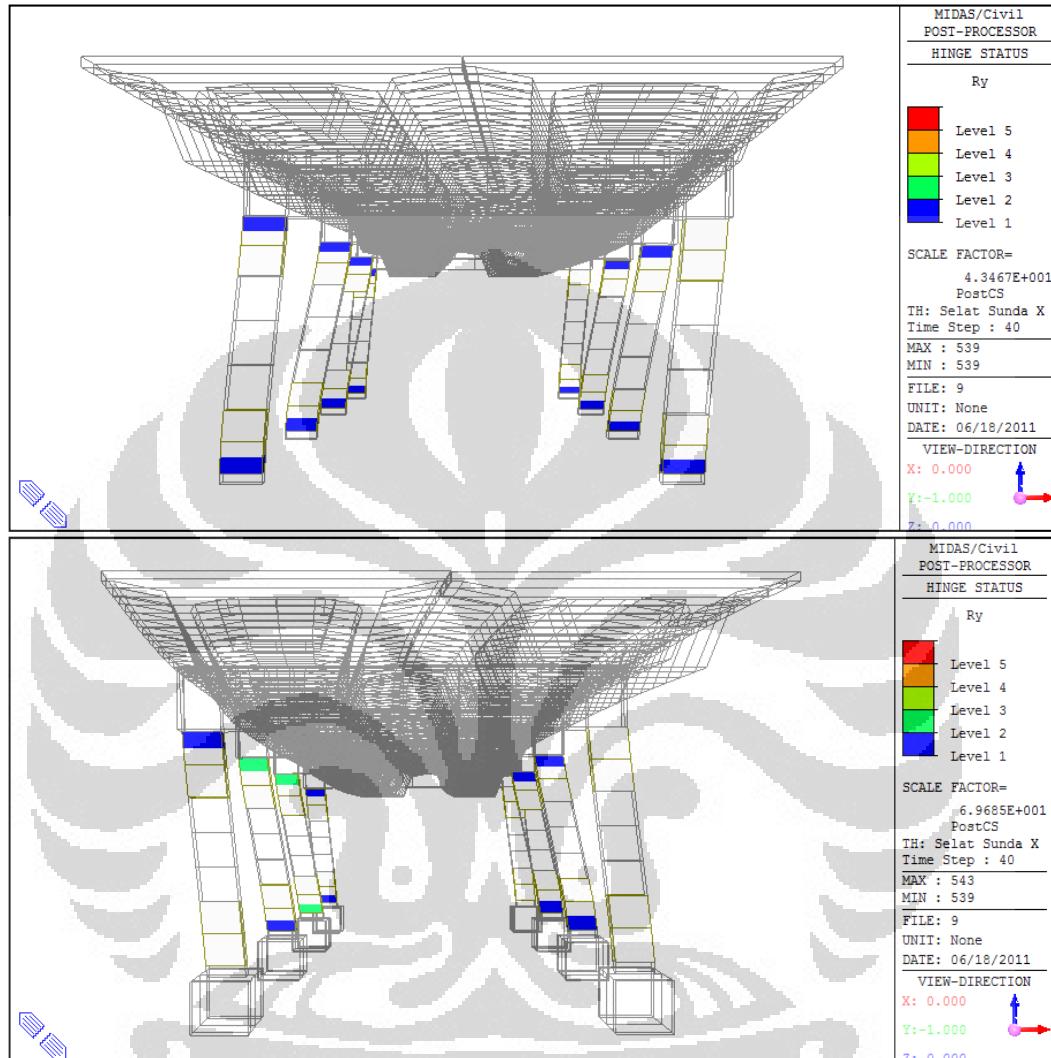
Gambar L7.6 Perbedaan kurva *moment-rotation* gempa Garut

Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor (Lanjutan)

Gambar L7.7 Perbedaan kurva *moment-rotation* gempa Ujung Kulon

Lampiran 7 : Data dan Pemodelan Pondasi Tiang Bor (Lanjutan)

c. Kinerja struktur yang dihasilkan

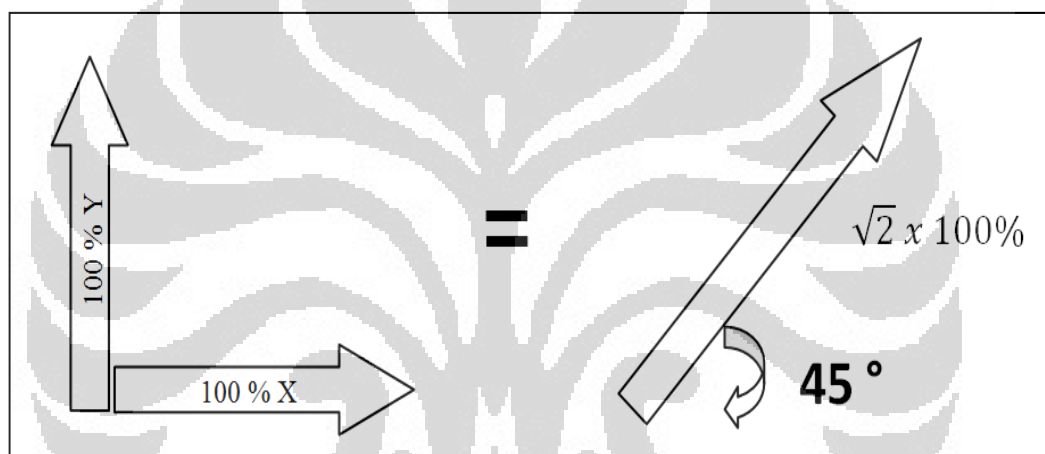


Gambar L7.8 Perbedaan kinerja struktur akibat gempa Selat Sunda X

Lampiran 8 : Pengertian *bi-directional earthquake* MIDAS

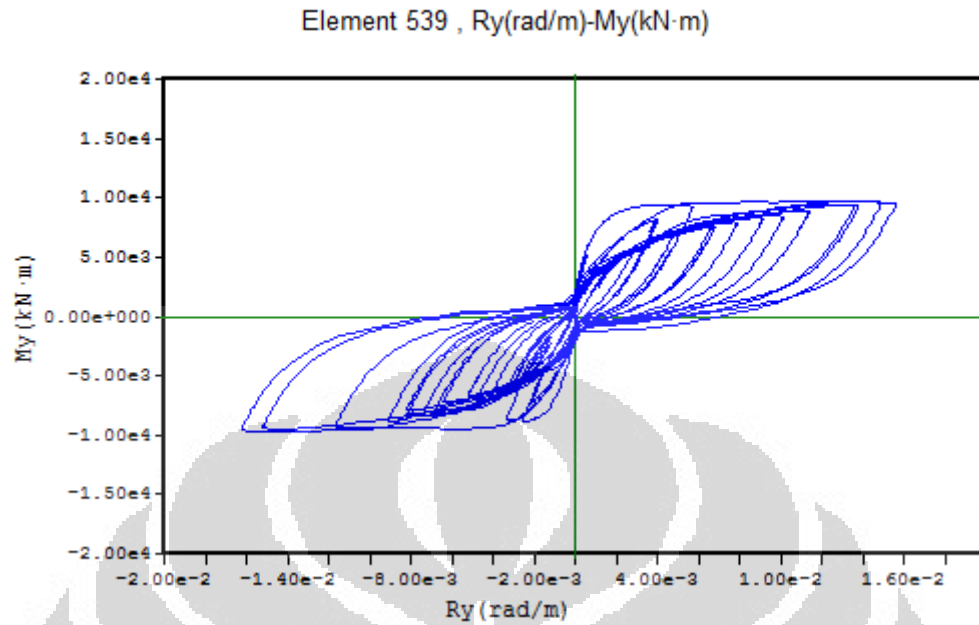
Studi mengenai efek gempa dua arah terhadap struktur jembatan dalam penelitian ini menggunakan kombinasi beban gempa dua arah yang berbeda. Input beban yang digunakan dalam pemodelan MIDAS adalah berdasarkan kombinasi beban $100\%X + 30\%Y$ dan $100\%Y + 30\%X$. Adapun pengertian kombinasi dalam MIDAS adalah penjumlahan vektor beban gempa yang diberikan.

Untuk mendapatkan pengertian sederhana mengenai kombinasi beban ini, maka bila dimodelkan beban gempa $X = Y$ dengan kombinasi $100\%X + 100\%Y$, maka hasil respons struktur terhadap kombinasi tersebut akan sama nilainya dengan pada pemodelan terhadap input beban sebesar $\sqrt{2} \times 100\%$ pada sudut 45° .

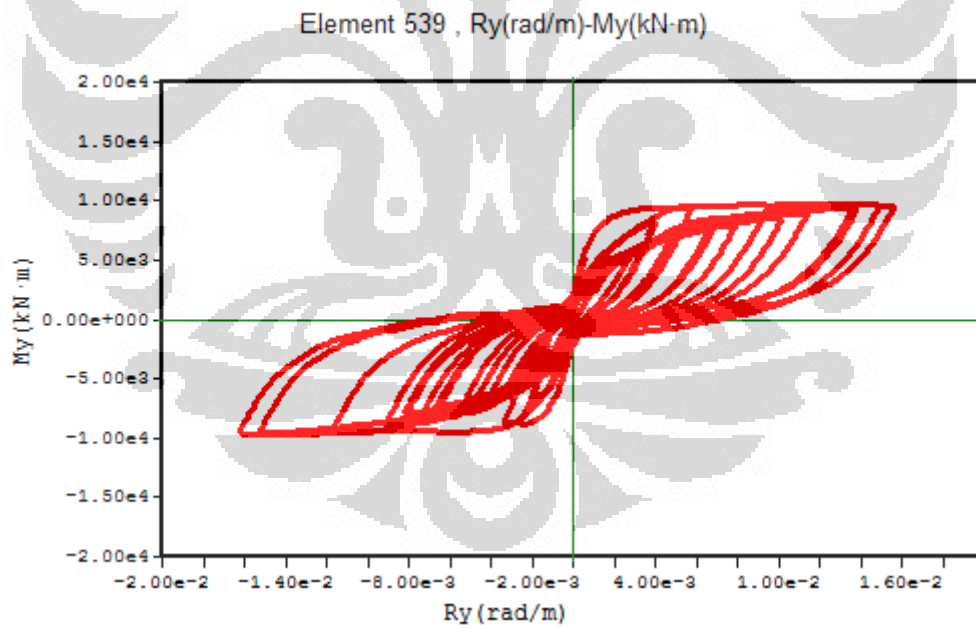


Gambar L8.1 Definisi kombinasi beban gempa

Untuk mengkonfirmasi definisi di atas, maka akan dilakukan simulasi pembebanan gempa pada kolom kantilever sederhana sehingga didapat respons struktur yang dinyatakan dalam kurva momen-curvature sebagai berikut (dari gambar-gambar tersebut akan terlihat bahwa respons struktur yang dihasilkan dari kedua buah pembebanan adalah sama):

Lampiran 8: Pengertian *bi-directional earthquake* MIDAS (lanjutan)

Gambar L8.2 Kurva momen-curvature akibat kombinasi 100%X + 100%Y

Gambar L8.3 Kurva momen-curvature akibat beban $\sqrt{2}$ x 100% pada sudut 45°