



UNIVERSITAS INDONESIA

**KAJIAN PENGARUH GEMPA
TERHADAP PERILAKU JEMBATAN KABEL SURAMADU
SELAMA TAHAP KONSTRUKSI
DENGAN ANALISIS RIWAYAT WAKTU**

SKRIPSI

**Fadhilah Muslim
0806329174**

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



UNIVERSITAS INDONESIA

**KAJIAN PENGARUH GEMPA
TERHADAP PERILAKU JEMBATAN KABEL SURAMADU
SELAMA TAHAP KONSTRUKSI
DENGAN ANALISIS RIWAYAT WAKTU**

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana
Teknik Program Studi Teknik Sipil

**Fadhilah Muslim
0806329174**

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

ii

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Fadhilah Muslim

NPM : 0806329174

Tanda Tangan : 

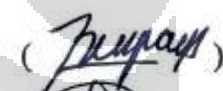
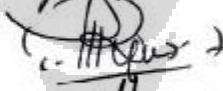
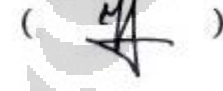
Tanggal : 04 Juli 2012

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh :
Nama : Fadhilah Muslim
NPM : 0806329174
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Kajian Pengaruh Gempa terhadap Perilaku Jembatan Kabel Suramadu selama Tahap Konstruksi dengan Analisis Riwayat Waktu.

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

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA ()
Penguji : Ir. Essy Arijoeni M.Sc., Ph.D ()
Penguji : Dr.-Ing.Ir. Henki W Ashadi (K) ()

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 04 Juli 2012

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, karena atas rahmat dan hidayah-Nya, penulis dapat menyelesaikan penulisan skripsi ini dengan baik. Adapun penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Program Studi Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia.

Dalam menyelesaikan penulisan skripsi ini, penulis banyak mendapatkan bantuan dan dukungan dari berbagai pihak baik moril ataupun materil, baik langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, pada kesempatan ini penulis ingin mengucapkan rasa terima kasih kepada :

- (1) Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA, selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan penulis dalam penyusunan skripsi ini, serta atas pemberian ilmu yang tak ternilai harganya.
- (2) Ayahanda Dr. Drs. H. Muslim Tawakal, S.H., M.Pd. dan Ibunda Dra. Hj. Rosliani Rauf S.H., M.Hi. yang selalu memberi doa, kepercayaan, dorongan semangat, serta dukungan moral dan materi yang tak ternilai harganya sehingga penulis bisa menyelesaikan skripsi ini tepat waktu.
- (3) Kakanda Istianah Muslim ST dan Adikku Kamalia Muslim serta Fuadi Farhan Muslim yang selalu memberikan semangat dan selalu ada di setiap suka dan duka.
- (4) Seluruh dosen Teknik Sipil Universitas Indonesia beserta karyawan yang telah memberikan ilmu yang sangat berarti dalam perkembangan wawasan penulis dalam dunia teknik sipil.
- (5) Bapak Irpan Hidayat yang merupakan Dosen UBinus dan sekaligus mahasiswa S2 bimbingan Bapak Heru, yang telah memberikan *softcopy* hasil pemodelan jembatan Suramadu kepada penulis serta mengajarkan penulis dalam penggunaan *software* Midas Civil, sehingga penulis bisa menyelesaikan pemodelan jembatan Suramadu dengan cepat dan mudah.

- (6) Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika (BMKG) yang telah memberikan bantuan dalam penyediaan data rekaman gempa guna mendukung penyelesaian penulisan skripsi ini.
- (7) Seluruh rekan-rekan DDIP UI angkatan 2011, rekan-rekan *Fast Track* struktur teknik sipil FTUI, *team rangers* DDIP UI 2011, Shef Amir Arasy, Nurul Madina, kak Widya Apriani, kak Bismi Annisa, dan kak Cindy Priady, yang selalu memberikan semangat dan doa untuk penulis, dan selalu datang mengisi hari-hari saya.
- (8) Seluruh sahabat dan rekan-rekan teknik sipil UI angkatan 2008 yang telah memberikan bantuan, dukungan semangat, serta doa untuk kelancaran penyusunan skripsi ini.
- (9) Seluruh pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu persatu yang telah memberi bantuan dan dukungan dalam penyusunan skripsi ini.

Semoga segala bentuk bantuan dan dukungan yang telah diberikan oleh pihak-pihak yang telah membantu penyelesaian penulisan skripsi ini akan mendapat balasan dari Allah SWT. Dalam penulisan skripsi ini, penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, untuk itu penulis sangat mengharapkan adanya masukan, saran, dan kritik yang bersifat konstruktif demi kesempurnaan tugas akhir ini. Akhirnya, penulis sangat berharap semoga penulisan skripsi ini memberikan kontribusi yang berarti bagi perkembangan ilmu teknik sipil dan memberikan manfaat bagi kita semua.

Depok, 02 Juli 2012

Penulis

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

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

Nama : Fadhilah Muslim
NPM : 0806329174
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Skripsi

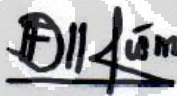
demi pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul :

**KAJIAN PENGARUH GEMPA TERHADAP PERILAKU JEMBATAN
KABEL SURAMADU SELAMA TAHAP KONSTRUKSI DENGAN
ANALISIS RIWAYAT WAKTU**

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 : 02 Juli 2012
Yang menyatakan



(Fadhilah Muslim)

ABSTRAK

Nama : Fadhilah Muslim
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Kajian Pengaruh Gempa terhadap Perilaku Jembatan Kabel Suramadu selama Tahap Konstruksi dengan Analisis Riwayat Waktu

Penelitian ini bertujuan untuk menghindari terjadinya kegagalan struktur jembatan selama tahap konstruksi, terutama akibat gempa. Jembatan kabel Suramadu yang memiliki bentang utama 818 meter dengan 89 tahap konstruksi, dipengaruhi oleh tiga rekaman gempa berbeda, yaitu gempa Banyuwangi Maret 2011, gempa Jember Februari 2011, dan gempa Nusadua September 2009. Analisis riwayat waktu dilakukan agar diperoleh respon struktur dari detik ke detik selama gempa berlangsung. Analisis *displacement*, tegangan pada gelagar, gaya kabel, dan pengaruh rasio redaman struktur, dilakukan pada setiap tahapan konstruksi dan dievaluasi sesuai dengan persyaratan dan peraturan yang ada. Hasil penelitian menunjukkan bahwa respon gempa pada struktur jembatan atas tidak hanya bergantung pada karakteristik dari rekaman gempa yaitu durasi, kandungan frekuensi, percepatan tanah maksimum (PGA), akan tetapi juga bergantung pada karakteristik struktur yaitu massa, kekakuan, dan redaman.

Kata kunci :

Suramadu, jembatan kabel, tahap konstruksi, analisis riwayat waktu, kandungan frekuensi, percepatan maksimum tanah (PGA), rasio redaman, gempa Banyuwangi, gempa Jember, gempa Nusadua

ABSTRACT

Name : Fadhilah Muslim
Major of Study : Civil engineering
Judul : Earthquake Effect Study to Suramadu Cable-Stayed Bridge Behavior during the Construction Stages by Time History Analysis

This study aims to avoid bridge structure failure during the construction stages, primarily due to earthquake. Suramadu cable-stayed bridge which has main spans 818 m with 89 stages of construction was studied to 3 different earthquakes, namely Banyuwangi earthquake March 2011, Jember earthquake February 2011, and Nusadua earthquake September 2009. Time history analysis was carried out in order to obtain responses of the structure anytime during the earthquake occurred. Analysis of displacement, stress on the girder, cable forces, and also influence of structural damping ratio, was performed at each stage of construction and was evaluated in accordance with the existing requirements and appropriate regulations. The results showed that the seismic responses of upper bridge structures depends not only on the characteristics of earthquake records, namely duration, frequency content, and maximum ground acceleration (PGA), but also on the structural characteristics, namely mass, stiffness, and damping.

Keywords :

Suramadu, cable-stayed bridge, construction stage, time history analysis, frequency content, peak ground acceleration (PGA), damping ratio, Banyuwangi earthquake, Jember earthquake, Nusadua earthquake

DAFTAR ISI

HALAMAN SAMBUNG	i
HALAMAN JUDUL	ii
KATA PENGANTAR	v
ABSTRAK	viii
ABSTRACT	ix
DAFTAR ISI	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xviii
1. PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Metodologi Penelitian	5
1.6 Sistematika Penelitian	6
2. TINJAUAN PUSATAKA	7
2.1 Struktur Jembatan <i>Cable-Stayed</i>	8
2.1.1 Sejarah Jembatan <i>Cable-Stayed</i>	8
2.1.2 Komponen Jembatan <i>Cable Stayed</i>	10
2.2 Metode Konstruksi Jembatan <i>Cable-Stayed</i>	18
2.2.1 Konstruksi Pilon/Menara	22
2.2.2 Ereksi Gelagar Utama Menggunakan Metode Kantilever	23
2.2.3 <i>Forward Assemblage Analysis</i>	25
2.3 Analisis Non-Linier Pada Elemen Struktur Jembatan <i>Cable-Stayed</i>	29
2.3.1 Non-linier Kabel	29
2.3.2 Non-Linier Geometri (Efek P-delta)	32
2.3.3 Non-Linier Material	34
2.4 Teori Gempa Bumi	34
2.4.1 Penyebab Gempa Bumi	34
2.4.2 Ukuran Karakteristik Gempa	37
2.4.3 Terminologi yang Berhubungan dengan Gempa	42
2.4.4 Pengaruh Gempa Bumi Pada Struktur Jembatan	43
2.4.5 Karakteristik Ground Motion	44
2.5 Analisa Dinamik	48
2.5.1 Analisa Frekuensi Alami dan <i>Mode Shape</i>	49
2.5.2 Tujuan dan Metode Analisa Dinamik	51
2.5.3 Analisa Dinamik Riwayat Waktu Linier	52
2.5.4 Respon Dinamik dan Eksitasi Periodik	59
2.5.5 Frekuensi dan Respon Resonansi	64

3. METODOLOGI PENELITIAN	66
3.1 Struktur Jembatan Suramadu	66
3.1.1 Geometri Jembatan Kabel Suramadu.....	66
3.1.2 Propertis Material dan Dimensi Penampang.....	68
3.2 Konstruksi Bertahap Jembatan Kabel Suramadu.....	72
3.2.1 Pembebanan Struktur dalam Tahap Konstruksi.....	72
3.2.2 Batas Tegangan dan Lendutan pada Tahap Konstruksi	73
3.2.3 Gaya Kabel Jembatan.....	74
3.2.4 Tahapan Konstruksi Jembatan	77
3.3 Diagram Alir Penelitian	87
3.4 Metode Analisa Struktur	90
4. HASIL DAN ANALISIS.....	91
4.1 Pemodelan Struktur Jembatan Suramadu Pada Tahap Konstruksi	91
4.2 Pengolahan dan Analisis Beban Gempa	97
4.2.1 Input Rekaman Gempa.....	98
4.2.2 Desain Respon Spektrum Jembatan Suramadu dan Beban Gempa	104
4.3 Pembuatan Riwayat Waktu Sintetik.....	109
4.4 Hasil dan Analisis Karakteristik Dinamik Struktur	120
4.5 Pengaruh Kandungan Frekuensi Gempa Terhadap Respon Spektrum ...	130
4.6 Respon Riwayat Waktu Akibat Gempa Transversal dan Gempa Longitudinal	139
4.6.1 Respon <i>Displacement</i>	139
4.6.2 Respon Tegangan Gelagar	161
4.6.3 Respon Gaya Dalam Kabel.....	166
4.6.4 Pengaruh Gempa EI Centro Pada Struktur Jembatan Tahap 54 ..	168
4.7 Respon Riwayat Waktu Akibat Pembebanan Gempa Dua Arah	171
5. KESIMPULAN DAN SARAN	177
5.1 Kesimpulan	177
5.2 Saran.....	179
DAFTAR PUSTAKA	181
LAMPIRAN.....	184

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Konsep jembatan <i>cable-stayed</i>	8
Gambar 2.2. <i>Loescher's design. Germany. 1784</i>	9
Gambar 2.3. <i>Dryburgh Abbey Footbridge</i> di Skotlandia.....	9
Gambar 2.4. Tatanan kabel transversal.....	12
Gambar 2.5. Tatanan kabel transversal jembatan <i>cable-stayed</i> : <i>Axial</i> dan <i>lateral suspension</i>	13
Gambar 2.6. Tatanan kabel longitudinal.....	15
Gambar 2.7. Komponen tarik dan tekan pada jembatan <i>cable-stayed</i>	17
Gambar 2.8. Prosedur penarikan kabel.....	19
Gambar 2.9. Tahap ereksi pada jembatan <i>cable stayed</i> tipe Harp.....	21
Gambar 2.10. Tahap konstruksi dengan metode kantilever.....	22
Gambar 2.11. <i>Cantilever carriage</i>	26
Gambar 2.12. <i>Cable-supported cantilever carriage</i>	27
Gambar 2.13. Diagram alir dari <i>Forward Assemblage Analysis</i>	28
Gambar 2.14. Perilaku kabel dengan modulus elastisitas = ∞	30
Gambar 2.15. Rasio E_i / E_e menunjukkan pengaruh sag dari perkuatan pada kekakuannya.....	31
Gambar 2.16. Perilaku kolom kantilever akibat efek <i>P-Delta</i>	33
Gambar 2.17. Lempeng tektonik di dunia.....	35
Gambar 2.18. Lempeng tektonik di Indonesia.....	37
Gambar 2.19. Keruntuhan bentang jembatan Nishinomiya-ko pada tahun 1995 akibat gempa Hyogo-Ken.....	44
Gambar 2.20. Seismograph dalam <i>time-domain</i> dan <i>frequency-domain</i>	46
Gambar 2.21. Penggabungan 2 buah grafik sinus (<i>time-domain</i>).....	47
Gambar 2.22. Penggabungan 2 buah grafik sinus (<i>frequency-domain</i>).....	48
Gambar 2.23. Idealisasi struktur <i>lump masses</i>	49
Gambar 2.24. Modelisasi analisa dinamik.....	55
Gambar 2.25. Pergerakan gempa pada sistem SDOF.....	56
Gambar 2.26. Getaran bebas dari sistem tidak teredam.....	61
Gambar 2.27. Efek redaman pada getaran bebas.....	62
Gambar 2.28. Getaran bebas pada sistem dengan redaman yang berbeda.....	63
Gambar 2.29. Respon sistem teredam dengan rasio redaman = 0.05 pada kondisi $\omega = \omega_n$, $u(0)= u_i(0)=0$	64
Gambar 3.1. Potongan memanjang Suramadu.....	66
Gambar 3.2. Penampang jembatan kabel Suramadu.....	67
Gambar 3.3. Pilon dan kabel dari jembatan kabel Suramadu.....	68

Gambar 3.4. Dimensi pylon jembatan Suramadu	69
Gambar 3.5. Ilustrasi penarikan kabel.....	76
Gambar 3.6. Diagram alir penelitian.....	88
Gambar 3.7. Diagram alir <i>forward assemblage analysis</i> jembatan kabel Suramadu	89
Gambar 3.8. Tahapan pemodelan <i>Forward Construction Stage</i> dengan program MIDAS Civil.....	90
Gambar 4.1. <i>Layout</i> jembatan Suramadu (a) tampak 3D (b) tampak 2D	91
Gambar 4.2. Lokasi jembatan Suramadu berdasarkan keadaan sebenarnya.....	92
Gambar 4.3. Tahap konstruksi ke- (a) empat, (b) sembilan, (c) delapan belas.....	93
Gambar 4.4. Tahap konstruksi ke- (a) dua puluh tujuh, (b) tiga puluh enam	94
Gambar 4.5. Tahap konstruksi ke-empat puluh lima	94
Gambar 4.6. Tahap konstruksi ke-lima puluh empat	95
Gambar 4.7. Tahap konstruksi ke-enam puluh tiga	95
Gambar 4.8. Tahap konstruksi ke-tujuh puluh empat.....	96
Gambar 4.9. Prosedur analisis tahan gempa	97
Gambar 4.10. Lokasi pencatatan gempa (a) Banyuwangi, (b) Jember, (c) Nusadua	101
Gambar 4.11. Akselerogram gempa Banyuwangi	102
Gambar 4.12. Akselerogram gempa Jember	103
Gambar 4.13. Akselerogram gempa Nusadua.....	104
Gambar 4.14. Spektrum respon desain menurut RSNi 2010.....	104
Gambar 4.15. Peta Ss	105
Gambar 4.16. Peta S1	106
Gambar 4.17. Respon spektrum desain wilayah Suramadu.....	108
Gambar 4.18. Spektrum respon jembatan Suramadu dan Gempa Banyuwangi, Jember, serta Nusadua	109
Gambar 4.19. Spektrum respon jembatan Suramadu dan gempa Banyuwangi, Jember, serta Nusadua setelah penskalaan	110
Gambar 4.20. Perbandingan rekaman <i>ground motion</i> longitudinal asli dan setelah penskalaan	111
Gambar 4.21. Perbandingan rekaman <i>ground motion</i> transversal asli dan setelah penskalaan	112
Gambar 4.22. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Banyuwangi transversal.....	112
Gambar 4.23. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Banyuwangi longitudinal.....	113
Gambar 4.24. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Jember transversal	114

Gambar 4.25. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Jember longitudinal.....	115
Gambar 4.26. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Nusadua transversal.....	116
Gambar 4.27. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Nusadua longitudinal.....	117
Gambar 4.28. Perbandingan kandungan frekuensi rekaman gempa longitudinal.....	119
Gambar 4.29. Perbandingan kandungan frekuensi rekaman gempa transversal.....	119
Gambar 4.30. Bagan tahapan <i>eigenvalue analysis control</i> dengan <i>software</i> Midas Civil.....	120
Gambar 4.31. Proses penginputan data pada MIDAS Civil untuk <i>eigenvalue analysis</i>	121
Gambar 4.32. Perbandingan periode alami struktur tiap tahapan konstruksi.....	122
Gambar 4.33. Pola ragam getar 2D pada tahap 18 (a) pola 1, (b) pola 2, (c) pola 3.....	123
Gambar 4.34. Input beban <i>peak picking</i> gempa Banyuwangi arah X (Transversal).....	132
Gambar 4.35. Input beban <i>peak picking</i> gempa Banyuwangi arah Y (Longitudinal).....	132
Gambar 4.36. Posisi nodal tinjauan untuk <i>peak picking</i>	133
Gambar 4.37. Respon akselerasi nodal (<i>forced vibration & free vibration</i>).....	133
Gambar 4.38. Respon akselerasi nodal 202 (<i>free vibration</i>).....	134
Gambar 4.39. Respon akselerasi nodal 256 arah X tahap 18 akibat gempa Banyuwangi.....	135
Gambar 4.40. Respon akselerasi nodal 256 arah Y tahap 18 akibat gempa Banyuwangi.....	135
Gambar 4.41. Akselerasi nodal 256 arah X tahap 18 akibat gempa Jember.....	136
Gambar 4.42. Akselerasi nodal 256 arah Y tahap 18 akibat gempa Jember.....	136
Gambar 4.43. Akselerasi nodal 256 arah X tahap 18 akibat gempa Nusadua.....	137
Gambar 4.44. Akselerasi nodal 256 arah Y tahap 18 akibat gempa Nusadua.....	137
Gambar 4.45. Lokasi nodal untuk dianalisis.....	140
Gambar 4.46. Respon <i>displacement</i> (DX) tahap 4 pada puncak pilon.....	140
Gambar 4.47. Respon <i>displacement</i> (DY) tahap 4 pada puncak pilon.....	141
Gambar 4.48. Perbandingan respon <i>displacement</i> akibat gempa transversal dan gempa longitudinal Banyuwangi pada tahap 4.....	142
Gambar 4.49. Perbandingan respon <i>displacement</i> akibat gempa transversal dan gempa longitudinal Jember pada tahap 4.....	142
Gambar 4.50. Perbandingan respon <i>displacement</i> akibat gempa transversal dan gempa longitudinal Nusadua pada tahap 4.....	143

Gambar 4.51. Respon <i>displacement</i> (DZ) tahap 4 pada dek tengah bentang	143
Gambar 4.52. Perubahan bentuk struktur tahap 4 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal	144
Gambar 4.53. Perubahan bentuk struktur tahap 9 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal	145
Gambar 4.54. Perubahan bentuk struktur tahap 18 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal	146
Gambar 4.55. Perubahan bentuk struktur tahap 36 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal	147
Gambar 4.56. Perubahan bentuk <i>displacement</i> pada tahap 4 akibat gempa Nusadua E-W (a). detik ke- 10 (b) detik ke -30 (c) detik ke -50..	148
Gambar 4.57. Perubahan bentuk <i>displacement</i> pada tahap 4 akibat gempa Nusadua N-S (a). detik ke- 10 (b) detik ke -30 (c) detik ke -50...	149
Gambar 4.58. Perubahan bentuk <i>displacement</i> pada tahap 27 akibat gempa Nusadua E-W (a). detik ke- 10 (b) detik ke -30 (c) detik ke -50..	150
Gambar 4.59. Perubahan bentuk <i>displacement</i> pada tahap 27 akibat gempa Nusadua N-S pada (a) detik ke-10 (b) detik ke-30 (c) detik ke-50	152
Gambar 4.60. Perbandingan <i>displacement</i> arah x pada puncak pilon akibat gempa transversal	152
Gambar 4.61. Perbandingan <i>displacement</i> arah x pada gelagar bentang tengah akibat gempa longitudinal	153
Gambar 4.62. Perbandingan perubahan bentuk <i>displacement</i> (DX) pada tahap 74 akibat gempa transversal	154
Gambar 4.63. Perbandingan respon <i>displacement</i> (dy) akibat gempa Nusadua longitudinal	155
Gambar 4.64. Perbandingan respon <i>displacement</i> (dx) akibat gempa Nusadua transversal	155
Gambar 4.65. Perbandingan <i>displacement</i> pada tahap 27 akibat gempa Nusadua sebelum dan setelah penskalaan (a) akibat gempa transversal, (b) akibat gempa longitudinal	157
Gambar 4.66. Perbandingan <i>displacement</i> pada tahap 27 akibat gempa Banyuwangi sebelum dan setelah penskalaan (a) akibat gempa transversal, (b) akibat gempa longitudinal	158
Gambar 4.67. Perbandingan <i>displacement</i> pada tahap 27 akibat gempa Jember sebelum dan setelah penskalaan (a) akibat gempa transversal, (b) akibat gempa longitudinal	159
Gambar 4.68. Respon <i>displacement</i> pada dek tengah bentang pada tahap 54 dengan redaman (a) 0%. (b) 2 %, (c) 5%	161
Gambar 4.69. Lokasi elemen yang ditinjau untuk tegangan	161

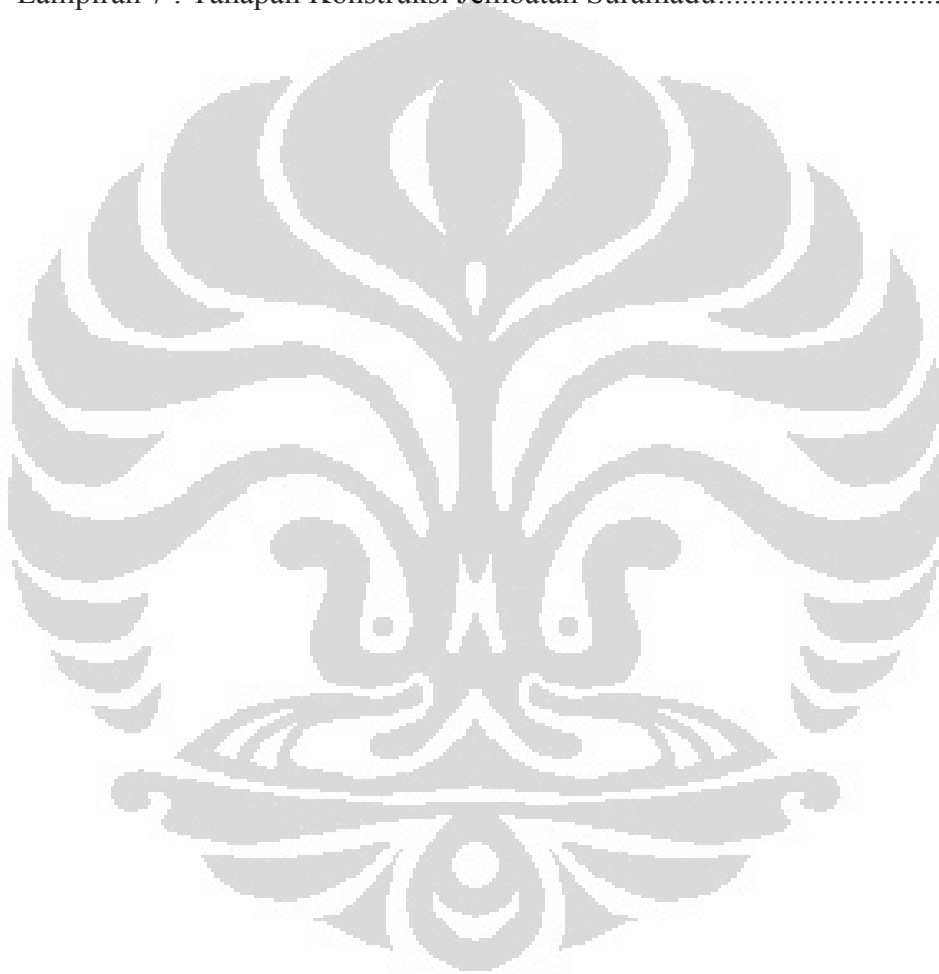
Gambar 4.70. Perbandingan respon tegangan pada gelagar tengah bentang (elemen 1949) akibat (a) gempa transversal, (b) gempa longitudinal	162
Gambar 4.71. Perbandingan respon tegangan pada gelagar tengah bentang (elemen 2030) akibat (a) gempa transversal, (b) gempa longitudinal	163
Gambar 4.72. Lokasi elemen gelagar paling bahaya	165
Gambar 4.73. Tegangan gelagar maksimum per tahap konstruksi	166
Gambar 4.74. Lokasi elemen kabel untuk dianalisis	167
Gambar 4.75. Perbandingan gaya kabel 2018 akibat gempa (a) transversal, (b) longitudinal.....	168
Gambar 4.76. Percepatan gempa EI Centro arah longitudinal.....	169
Gambar 4.77. Spektrum frekuensi gempa EI Centro arah longitudinal.....	169
Gambar 4.78. Percepatan gempa EI Centro arah transversal.....	169
Gambar 4.79. Spektrum frekuensi gempa EI-Centro arah transversal.....	170
Gambar 4.80. Perbandingan respon <i>displacement</i> tahap 54 akibat gempa Nusadua dan gempa EI-Centro longitudinal	170
Gambar 4.81. Perbandingan respon <i>displacement</i> tahap 54 akibat gempa Nusadua dan gempa EI-Centro trasversal	171
Gambar 4.82. Perbandingan respon tegangan akibat pembebanan gempa 1 arah dan gempa 2 arah (a) elemen 1949 (b) elemen 2030.....	172
Gambar 4.83. Perbandingan gaya kabel pada tahap 63 akibat pembebanan 2 arah	173
Gambar 4.84. Perbandingan nilai tegangan gelagar tahap 63 akibat gempa Nusadua (a) kombinasi 1, (b) kombinasi 2.....	174
Gambar 4.85. Perbandingan nilai gaya kabel tahap 63 akibat gempa Nusadua (a) kombinasi 1, (b) kombinasi 2	175

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. <i>Magnitude</i> dan kelas kekuatan gempa	38
Tabel 2.2. Skala <i>Intensitas Modified Mercally</i> (MMI Scale).....	41
Tabel 3.1. Dimensi gelagar jembatan Suramadu	70
Tabel 3.2. Dimensi kabel jembatan Suramadu.....	71
Tabel 3.3. Beban mati tambahan.....	72
Tabel 3.4. Karakteristik teknik dan mekanik dari baja Q345q C.....	73
Tabel 3.5. Data gaya kabel jembatan	74
Tabel 3.6. Tahap pelaksanaan dan analisis jembatan kabel Suramadu.....	78
Tabel 4.1. Kategori kinerja seismik	97
Tabel 4.2. Prosedur analisis berdasarkan kategori perilaku seismik (A-D).....	97
Tabel 4.3. Koefisien situs (a) F_a dan (b) F_v	106
Tabel 4.4. Perbandingan nilai percepatan maksimum gempa.....	118
Tabel 4.5. Modal partisipasi massa	124
Tabel 4.6. Kandungan frekuensi struktur.....	130
Tabel 4.7. Perbandingan <i>peak picking method</i> dan <i>eigenvalue</i>	138
Tabel 4.8. Kandungan frekuensi dominan gempa.....	138
Tabel 4.9. Displacement pada puncak pylon pada detik ke-60 akibat gempa transversal (DX) dan gempa longitudinal (DY).....	156
Tabel 4.10. Perhitungan total impuls gempa.....	156

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 : Mode Shape Pertama Setiap Tahapan Konstruksi.....	185
Lampiran 2 : Respon Displacement Pada Setiap Tahapan Konstruksi	190
Lampiran 3 : Geometri Jembatan Suramadu	195
Lampiran 4 : Struktur Pilon Jembatan Suramadu	197
Lampiran 5 : Struktur Gelagar Jembatan Suramadu	201
Lampiran 6 : Struktur Kabel Jembatan Suramadu	203
Lampiran 7 : Tahapan Konstruksi Jembatan Suramadu.....	205



BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan merupakan struktur yang sangat penting untuk menghubungkan sungai/lembah/selat/laut/jurang/dll, sehingga dapat memperlancar transportasi darat dimana dengan adanya jembatan dapat memperpendek waktu tempuh perjalanan jika dibandingkan dengan menggunakan moda lain seperti feri, dll, untuk melintasinya.

Dewasa ini, perkembangan jembatan cukup pesat sejalan dengan perkembangan teknologi saat ini. Jembatan Suramadu yang merupakan jenis jembatan *cable-stayed* merupakan suatu inovasi jembatan populer untuk jembatan bentang panjang. Teknologi jembatan *cable-stayed* ini sebenarnya sudah dikenal sejak zaman dahulu bahkan sebelum teknologi jembatan gantung. Pada saat ini, jembatan dengan konfigurasi *cable-stayed* terpanjang yang pernah dibangun adalah jembatan Normandi di Perancis dengan bentang utama pylon ke pylon adalah 856 meter dan merupakan rekor dunia untuk sistem ini.

Jembatan Suramadu merupakan jembatan yang menghubungkan Pulau Jawa (di Surabaya) dan Pulau Madura (di Bangkalan, tepatnya timur Kamal), Indonesia, yang melintasi Selat Madura. Jembatan ini memiliki panjang bentang sebesar 5.438 m, sehingga jembatan ini termasuk salah satu jembatan terpanjang di Indonesia saat ini. Pembangunan jembatan ini ditujukan untuk mempercepat pembangunan di Pulau Madura, meliputi bidang infrastruktur dan ekonomi di Madura, yang relatif tertinggal dibandingkan kawasan lain di Jawa Timur. Selain itu, dengan adanya pembangunan jembatan di atas selat madura ini, akan mempercepat mobilisasi dari Surabaya menuju Madura.

Adapun bentuk struktur utama dari jembatan *cable-stayed* ini merupakan rangkaian gabungan berbagai komponen struktural antara pylon, atau menara, kabel, dan gelagar. Dek jembatan digantung dengan kabel prategang yang diangkur pada pilar. Dengan demikian, semua gaya-gaya gravitasi maupun lateral yang bekerja pada dek jembatan akan ditransfer ke tanah melalui kabel dan pilar.

Kabel akan menerima gaya tarik sedangkan pilar memikul gaya tekan yang sangat besar disamping efek lentur lainnya. (Mathivat : 1987).

Efek non-linear pada jembatan *cable-stayed* merupakan hal yang penting dan cukup berpengaruh. Hal ini dikarenakan non-linear pada kabel yang berpengaruh besar terhadap struktur, sehingga harus dianalisis dan diperhitungkan dengan baik.

Indonesia merupakan daerah rawan gempa bumi karena dilalui oleh jalur pertemuan 3 lempeng tektonik, yaitu : Lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia, dan lempeng Pasifik. Lempeng Indo-Australia bergerak relatif ke arah utara dan menyusup kedalam lempeng Eurasia, sementara lempeng Pasifik bergerak relatif ke arah barat. Kegiatan tektonik ini membentuk zona sumber gempa (seismic zones), berupa lajur tujaman (subduction zones), lajur sesar tegak membuka (transtensional zones) dan lajur sesar (thrust zones) di sebagian besar kawasan Indonesia. Lajur-lajur ini bericirikan pergesaran kerak bumi, yang selalu menimbulkan gempa bumi tektonik. Sementara Surabaya terletak pada koordinat (lat = 7.24 LS, lon = 112.74 BT), sekitar 400 km sebelah utara jalur subduksi Jawa. Jalur penunjaman terhadap lempeng Eurasia ini membentuk sistem busur Sunda yang merupakan salah satu wilayah gempa aktif di sirkum Pasifik (BMKG, 2011).

Dalam proses analisa dan desain struktur, pengaruh beban gempa harus menjadi perhatian yang sangat penting dan perlu didesain dengan benar dan teliti sesuai dengan peraturan perancangan ketahanan terhadap gempa mengingat Indonesia merupakan daerah rawan gempa, di mana dewasa ini sangat banyak ditemukan kerusakan pada struktur akibat pengaruh gempa. Analisa dinamik riwayat waktu merupakan salah satu analisa yang bisa dilakukan dengan memperhatikan pergerakan tanah di sekitar lokasi struktur yang diamati dan memberikan informasi terlengkap yaitu berupa variasi besarnya beban gempa untuk setiap waktu selama durasi gempa, sehingga diperoleh nilai percepatan gempa yang sesuai dengan keadaan karakteristik tanah setempat.

Dewasa ini, analisis struktur jembatan terhadap pengaruh gempa selama tahap konstruksi jarang dilakukan. Biasanya peneliti hanya menganalisis struktur jembatan terhadap pengaruh gempa untuk struktur yang telah selesai untuk melihat perilaku dan ketahanan struktur jembatan tersebut. Padahal analisa jembatan selama tahap konstruksi sangat penting dilakukan, terlebih lagi untuk struktur dengan masa konstruksi yang lama sehingga jika terjadi gempa yang besar selama tahap konstruksi tidak menyebabkan kegagalan struktur.

Oleh karena itu, dalam penelitian ini akan membahas mengenai perilaku jembatan kabel Suramadu selama tahap konstruksi akibat pengaruh gempa dengan menggunakan analisa dinamik riwayat waktu dengan memperhitungkan efek non-linear geometri pada struktur jembatan akibat pengaruh kabel, sehingga diperoleh perilaku struktur dalam setiap tahapan konstruksi yang diamati. Dengan demikian, hasil penelitian ini diharapkan dapat menjadi acuan dan gambaran untuk perencanaan konstruksi jembatan panjang lainnya.

1.2 Perumusan Masalah

Berdasarkan pemaparan pada bagian latar belakang di atas, maka perumusan masalah dari penelitian ini apakah struktur jembatan *cable stayed* Suramadu cukup kuat menahan pengaruh gempa selama tahap konstruksi dengan analisis riwayat waktu dengan rekaman gempa yang terjadi di sekitar Surabaya dan Madura dan berapa nilai *displacement*, tegangan pada gelagar dan kabel, serta gaya kabel, yang dihasilkan pada tiap tahapan konstruksi.

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian ini adalah mengamati perilaku struktur jembatan *cable stayed* Suramadu selama tahap konstruksi terhadap pengaruh beban gempa dengan analisis riwayat waktu, seperti besarnya *displacement*, tegangan pada gelagar, dan frekuensi yang diperoleh pada setiap tahapan konstruksi.

1.4 Batasan Masalah

1. Studi kasus struktur jembatan *cable-stayed* dalam penelitian ini adalah jembatan kabel Suramadu.
2. Jembatan yang dianalisis hanya pada bagian struktur atas pada *main bridge* jembatan Suramadu.
3. Pembebanan yang digunakan pada penelitian ini berdasarkan beban pelaksanaan konstruksi pada setiap tahapan konstruksi, seperti berat sendiri elemen struktur, beban mati dan beban tambahan selama konstruksi, serta analisis terhadap pengaruh gempa.
4. Rekaman gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah gempa yang terjadi lima tahun terakhir dan memiliki *magnitude* paling besar yang tercatat pada lokasi di sekitar jembatan Suramadu.
5. Pengaruh beban angin tidak diperhitungkan dalam penganalisaan jembatan.
6. Analisa non-linear pada struktur jembatan dibatasi pada analisa non-linear geometri.
7. Kelembaban dan suhu adalah dianggap tetap
8. Bentuk penampang tetap atau sesuai dengan data perencanaan.
9. Lokasi elemen dan nodal yang ditinjau pada analisis ini hanya pada beberapa lokasi yang dianggap mewakili respon gempa terhadap struktur.
10. Redaman gempa dianggap tetap dan sama yaitu 5 %.
11. Arah transversal dan arah longitudinal masing-masing untuk arah gempa maupun untuk arah struktur jembatan adalah sama yaitu arah transversal adalah timur-barat dan arah longitudinal yaitu utara-selatan.
12. Aplikasi komputer yang digunakan dalam desain untuk analisa struktur adalah program MIDAS Civil.

1.5 Metodologi Penelitian

Adapun penulisan skripsi ini dilakukan melalui tahapan-tahapan kerja sebagai berikut:

1. Penelusuran Literatur

Dalam tahapan ini, penulis mempelajari dasar-dasar teori dari struktur jembatan *cable-stayed*, metode kantilever dalam tahap konstruksi, analisa non-linear pada elemen struktur jembatan *cable-stayed*, teori mengenai gempa bumi, dan analisis dinamik dengan analisis riwayat waktu melalui buku, jurnal *online*, tugas akhir, tesis, ataupun penelitian-penelitian yang sudah dikembangkan mengenai analisis riwayat waktu pada struktur jembatan *cable-stayed* dalam tahap konstruksi.

2. Pengumpulan Data

Dalam tahapan ini, penulis mengumpulkan data-data untuk diolah dalam penelitian ini, seperti data jembatan Suramadu dan data rekaman gempa.

3. Modelisasi Jembatan Suramadu dengan program MIDAS Civil.

Dalam tahapan ini, Jembatan Suramadu dimodelkan dan dianalisis menggunakan software Midas Civil pada setiap tahapan konstruksi.

4. Input Data Rekaman Gempa

Dari hasil modelisasi pada tahap ketiga, selanjutnya akan diinput data rekaman gempa sehingga akan terlihat respon dinamik dengan analisis riwayat waktu pada setiap tahapan konstruksi.

5. Simulasi

Hasil dari simulasi ini akan diperoleh respon struktur akibat gempa dan karakteristik dinamik struktur.

6. Analisa dan Kesimpulan

Pada tahapan ini, dipaparkan mengenai analisis terhadap respon yang didapat pada tahapan sebelumnya.

1.6 Sistematika Penelitian

Bab 1 Pendahuluan

Pada bab ini dijelaskan mengenai latar belakang, perumusan masalah, tujuan penelitian, batasan masalah, metodologi penelitian, dan sistematika penelitian pada penelitian ini.

Bab 2 Tinjauan Pustaka

Pada bab ini akan dijelaskan mengenai teori struktur jembatan *cable-stayed*, penjelasan metode kantilever pada tahap konstruksi, analisa non-linier pada elemen struktur jembatan *cable-stayed*, teori mengenai gempa bumi, dan teori-teori analisis dinamika struktur meliputi masalah beban dinamik, parameter-parameter dinamik, dan teori analisis riwayat waktu.

Bab 3 Metode Penelitian

Pada bab ini akan dijelaskan mengenai tahapan pemodelan struktur dengan MIDAS Civil, penjelasan tahapan konstruksi pada jembatan Suramadu, dan pemaparan data-data baik data penampang struktur maupun data rekaman gempa (rekaman *ground motions*) yang akan dianalisis untuk analisis riwayat waktu, serta prosedur kerja dalam penelitian ini.

Bab 4 Hasil dan Analisis

Pada bab ini akan dipaparkan mengenai hasil pemodelan struktur jembatan dan hasil pengolahan rekaman gempa, yang kemudian dilanjutkan dengan penjelasan hasil dari analisis dinamik pada jembatan Suramadu pada setiap tahapan konstruksi dengan analisis riwayat waktu.

Bab 5 Kesimpulan dan Saran

Pada bab ini terdiri dari kesimpulan dari analisis yang telah dijabarkan pada bab sebelumnya dan saran-saran yang diperlukan untuk penyempurnaan penelitian berikutnya.

BAB 2

TINJAUAN PUSATAKA

Menurut Scott (1991), jembatan merupakan suatu struktur yang menghubungkan jurang/lembah/sungai/dll, dimana jembatan akan memuat jalan raya ataupun jalur kereta api melintasi sungai, kanal, atau jalan kereta api lainnya. Sementara itu, menurut Barker (2007), jembatan merupakan elemen penting dalam sistem transportasi dengan tiga alasan sebagai berikut :

1. Merupakan pengontrol kapasitas dari sistem
Jika jembatan kurang lebar untuk menampung jumlah jalur yang diperlukan lalu lintas, maka jembatan akan menghambat lalu lintas. Jika kekuatan jembatan tidak mampu menahan beban dari truk yang berat, maka jalur truk akan dialihkan. Oleh karena itu, jembatan merupakan pengontrol volume dan berat lalu lintas dari suatu sistem.
2. Memiliki biaya tertinggi per mil dari sistem
Jembatan merupakan struktur yang mahal. Jenis biaya per mil dari jembatan jauh lebih besar dibandingkan dengan biaya per mil jalan. Oleh karena itu, dalam merencanakan biaya harus lebih berhati-hati agar memperoleh biaya yang minimum untuk hasil yang terbaik.
3. Jika jembatan runtuh, sistem akan gagal
Ketika jembatan dihilangkan dari sistem, maka sistem transportasi mungkin dibatasi dalam fungsinya. Pengguna sistem akan mencari jalur alternatif lain yang tentu akan menghabiskan bahan bakar yang lebih banyak dan waktu tempuh yang lebih lama.

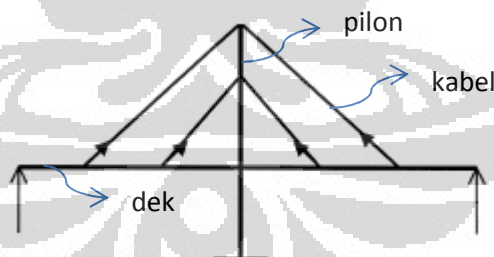
Oleh karena itu, dikarenakan jembatan merupakan elemen penting dalam sistem transportasi, keseimbangan antara volume lalu lintas kedepan, beban, biaya yang lebih berat, dan struktur jembatan yang lebih lebar harus tercapai.

2.1 Struktur Jembatan *Cable-Stayed*

Jembatan *cable-stayed* merupakan suatu jenis jembatan bentang panjang dengan kabel panjang dari tiang yang terhubung secara langsung pada gelagar gelagar tanpa gantungan. (Scott : 1991).

Sementara menurut RSNI-TI-2004, jembatan *cable-stayed* adalah suatu sistem struktur statis tidak tertentu berderajat tinggi, di mana gaya-gaya dalam yang bekerja dipengaruhi bersama oleh kekakuan komponen penunjang utama jembatan, yaitu sistem lantai kendaraan (pelat, gelagar memanjang, gelagar melintang) bersama-sama dengan kabel penggantung dan pilon utamanya.

Adapun bentuk struktur utama dari jembatan *cable-stayed* ini merupakan rangkaian gabungan berbagai komponen struktural antara pilon, atau menara, kabel, dan gelagar. Dek jembatan digantung dengan kabel prategang yang diangkur pada pilar. Dengan demikian, semua gaya-gaya gravitasi maupun lateral yang bekerja pada dek jembatan akan ditransfer ke tanah melalui kabel dan pilar. Kabel akan menerima gaya tarik sedangkan pilar memikul gaya tekan yang sangat besar disamping efek lentur lainnya. (Mathivat : 1983).

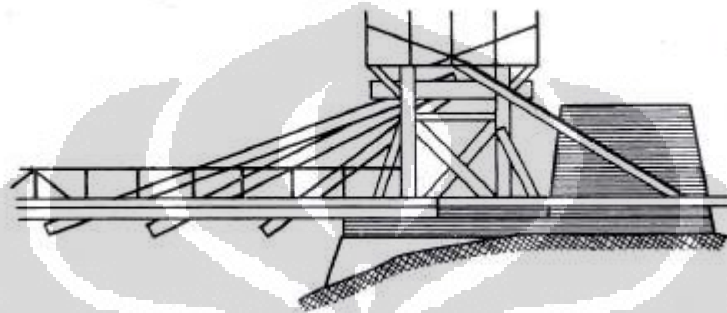


Gambar 2.1. Konsep jembatan *cable-stayed*

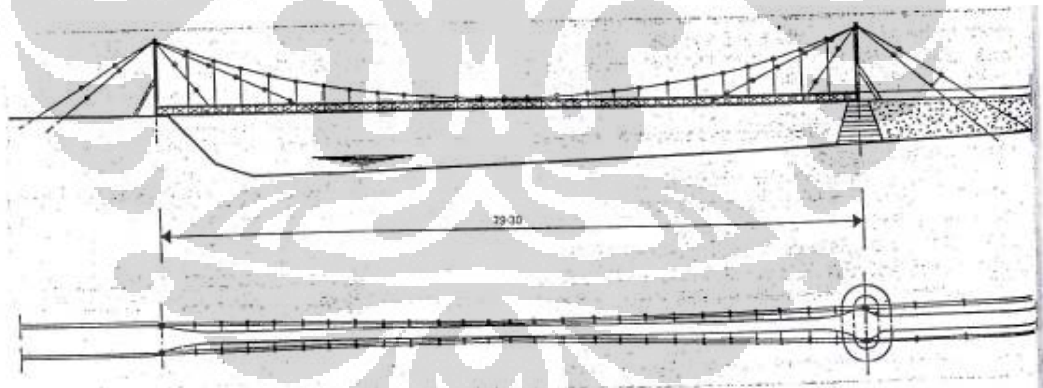
2.1.1 Sejarah Jembatan *Cable-Stayed*

Jembatan *cable-stayed* pertama kali muncul ketika seorang tukang kayu dari Jerman, C.T. Loescher, mendesain stuktur secara keseluruhan dengan kayu pada tahun 1784. (Gambar 2.2). (Walther : 1988). Pada awalnya, tahun 1817, dibangun jembatan *cable-stayed*, yaitu Dryburgh Abbey Footbridge di Skotlandia,

dengan menggunakan kabel vertikal dan miring. (Gambar 2.3). Jembatan ini masih merupakan kombinasi dari jembatan yang modern, dan pada saat ini jembatan *cable-stayed* mengalami banyak perkembangan dan mempunyai bentuk yang bervariasi baik dari segi jenis material yang digunakan maupun dari segi estetika. (Supriyadi : 2007).



Gambar 2.2. *Loescher's design. Germany. 1784*
Sumber : Mathivat (1983)



Gambar 2.3. *Dryburgh Abbey Footbridge di Skotlandia.*
Sumber : Wealther (1988)

Konsep dan aplikasi jembatan *cable-stayed* telah mulai digunakan pada abad ke- 17, ketika seorang ahli Venesia bernama Verantius membangun jembatan dengan beberapa gantungan diagonal berupa rantai. Sebenarnya jauh berabad-abad sebelumnya, gagasan ini telah muncul di Mesir yang menggunakan kabel-kabel penggantung pada tiang kapal laut, serta di daerah tropis (termasuk

Indonesia) yang mengaplikasikannya pada jembatan gantung yang memakai bambu.

Jembatan *cable stayed* modern merupakan jembatan yang struktur atasnya (superstructure) terbuat dari baja atau beton yang ditumpu pada satu atau beberapa tempat dengan kabel yang terikat pada pylon. (Zarkasi : 1997). Konsep ini sangat menarik bagi para ahli selama beberapa abad sampai dengan pengembangan jembatan *cable stayed* modern pada tahun 1950 di Jerman. Setelah perang dunia II, Jerman mengalami masalah dengan hancurnya sekitar 15.000 jembatan yang harus segera diperbaiki. Keadaan ini merupakan kesempatan bagi para ahli teknik dan kontraktor negara tersebut untuk mengaplikasikan konsep desain dan pelaksanaan jembatan baru seperti jembatan *cable stayed*. Dalam periode yang relatif singkat, yaitu sekitar tahun 1955 sampai tahun 1974, di dunia telah dibangun sekitar 60 jembatan *cable-stayed* untuk lalu lintas jalan raya, dengan sepertiga dari jumlah tersebut dibangun di Jerman. Pertumbuhan yang amat pesat ini menunjukkan bahwa jembatan ini mempunyai beberapa kelebihan, diantaranya adalah ekonomis, mudah dalam pelaksanaan pembangunan dan memiliki nilai estetika. Perkembangan teknologi bahan dan metode pelaksanaan pembangunan pada masa sekarang, telah memungkinkan untuk mendesain dan membangun struktur *cable stayed* yang lebih fleksibel.

2.1.2 Komponen Jembatan *Cable Stayed*

Secara umum komponen utama jembatan *cable stayed* terdiri dari sistem kabel, pylon, dan kabel. (Gambar 2.1)

2.1.2.1 Sistem Kabel

Sistem kabel merupakan salah satu hal mendasar pada desain jembatan *cable-stayed*. Selain mempengaruhi *performances* dari struktur jembatan, sistem kabel juga akan mempengaruhi metode ereksi dan nilai ekonomis dari jembatan. Kabel ini digunakan untuk menompang gelagar di antara dua tumpuan dan memindahkan beban tersebut ke pylon.

Secara umum sistem kabel dapat diklasifikasikan sebagai tatanan kabel transversal dan tatanan kabel longitudinal. Adapun pemilihan kabel ini didasarkan pada beberapa hal yang akan mempengaruhi perilaku struktur terutama pada bentuk pylon dan bentuk dari gelagar (Supriyadi : 2007).

1) Tatanan Kabel Transversal

Tatanan kabel transversal terhadap arah sumbu longitudinal jembatan, dapat dibuat satu, dua, atau tiga bidang dan sebaliknya ditempatkan secara simetri.

- **Sistem Satu Bidang**

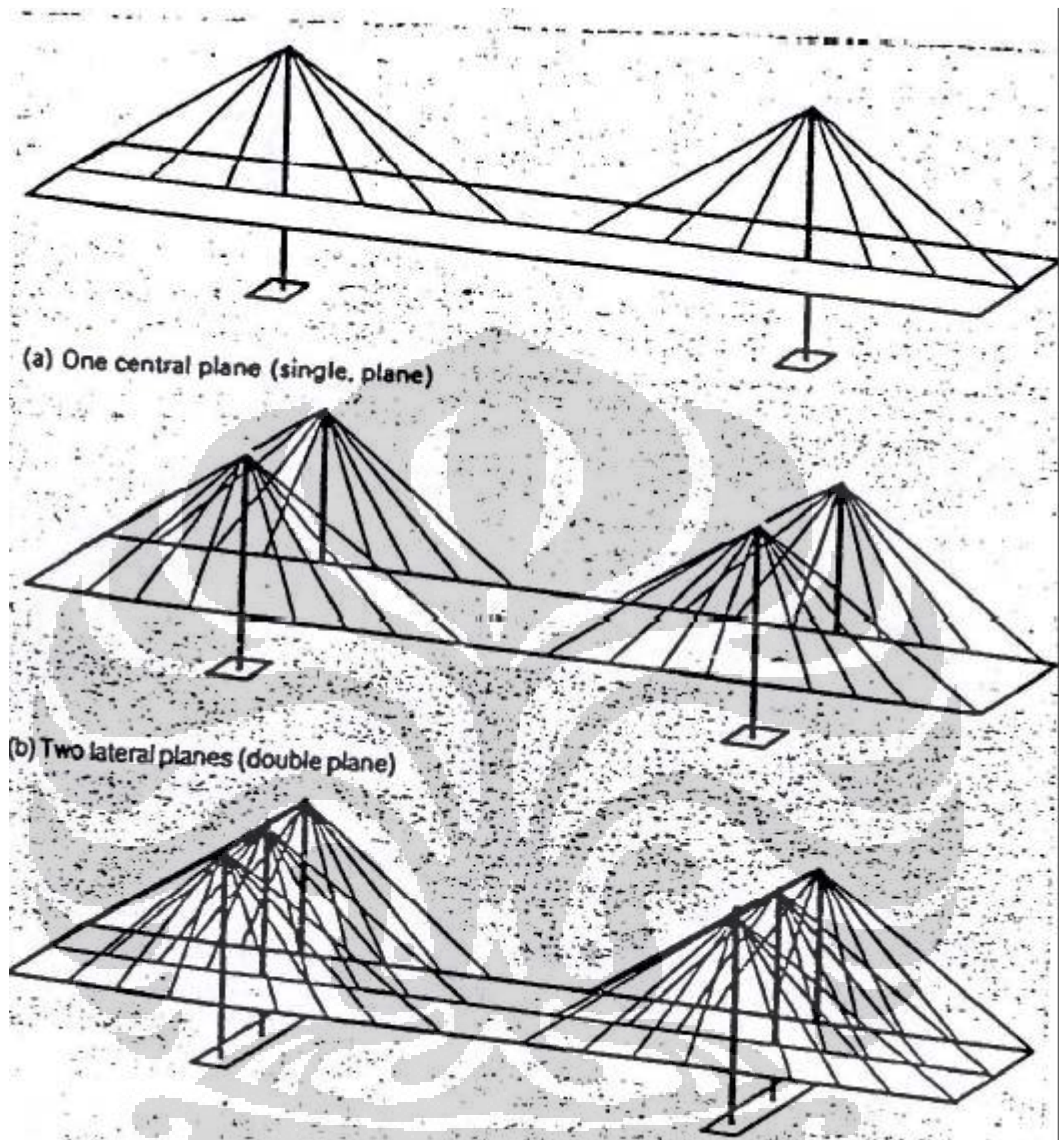
Sistem ini sangat menguntungkan dari segi estetika karena tidak terjadi kabel bersilangan yang terlihat oleh pandangan sehingga terlihat penampilan struktur yang indah. Kabel ditempatkan ditengah-tengah dek dan membatasi dua arah jalur lalu lintas. Untuk jembatan bentang panjang biasanya memerlukan pylon yang tinggi menyebabkan lebar pylon di bawah dek sangat besar. Secara umum jembatan yang sangat panjang atau sangat lebar tidak cocok dengan penggantung kabel satu bidang.

- **Sistem Dua Bidang**

Penggantung dengan dua bidang dapat berupa dua bidang vertikal sejajar atau dua bidang miring yang pada sisi atas lebih sempit.

- **Sistem tiga bidang**

Pada perencanaan jembatan yang sangat lebar atau membutuhkan jalur lalu lintas yang banyak, akan ditemui torsi yang sangat besar bila menggunakan sistem kabel satu bidang dan momen lentur yang besar pada tengah balok melintang bila menggunakan sistem dua bidang. Kejadian ini menyebabkan gelagar sangat besar dan menjadi tidak ekonomis lagi. Penggunaan penggantung tiga bidang dapat mengurangi torsi, momen lentur, dan gaya geser yang berlebihan. Penggunaan penggantung tiga bidang sampai saat ini masih berupa inovasi dan baru sampai pada tahap desain (Walther,1988).



Gambar 2.4. Tatanan kabel transversal
 Sumber : Walther (1988)

Sementara itu, menurut Mathivat (1983), secara transversal, penempatan kabel bisa dilakukan dengan 2 alternatif, yaitu pada *single plane* di sumbu gelagar (axial suspension) atau pada *two lateral planes*, baik paralel maupun memusat (lateral suspension).

- *Axial Suspension*

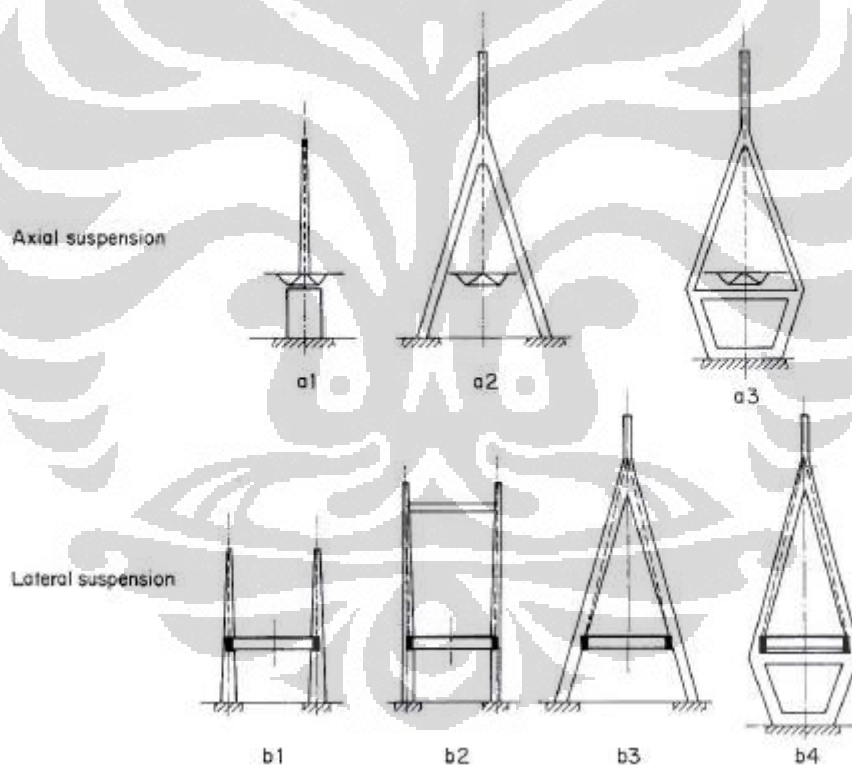
Umumnya digunakan ketika gelagar menyokong / menyangga dua jalur kendaraan pada arah yang berbeda. Keuntungan dari segi estetika yaitu pengguna jembatan akan memiliki pandangan yang jelas keluar dari

Universitas Indonesia

gelagar dan jika melihat secara longitudinal pada jembatan, maka tidak akan terlihat garis rangkap dari kabel. Bagaimanapun kekakuan torsi signifikan harus dipenuhi untuk gelagar, dimana itu harus mampu menahan beban kendaraan eksentris.

- *Lateral Suspension*

Terdiri dari dua bidang kabel yang diposisikan baik ke tepi dek, maupun dalam trotoar. Dalam kasus pertama, tidak ada bagian dari dek dibatasi tetapi penyaluran gaya dari kabel ke dek memerlukan penyusunan yang spesifik yang bisa menjadi mahal.



Gambar 2.5. Tatanan kabel transversal jembatan *cable-stayed* : *Axial* dan *lateral suspension*
Sumber : Mathivat (1983)

2) Tatanan Kabel Longitudinal

Menurut Mathivat (1987), ada tiga tipe tatanan kabel longitudinal, yaitu :

- Tipe Radial

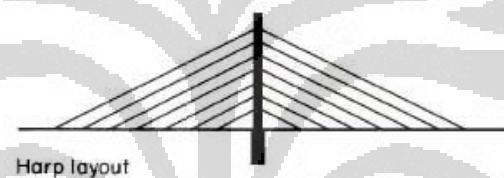
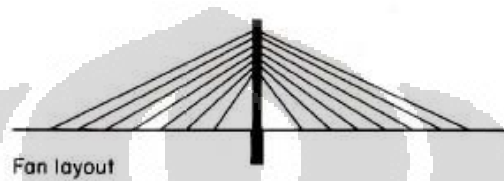
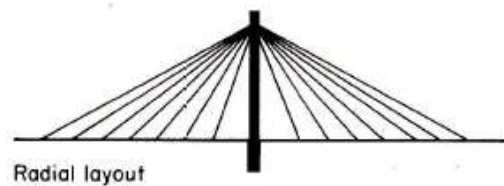
Merupakan susunan kabel dimana kabel tersebut dipusatkan pada ujung atas menara dan disebar sepanjang bentang pada gelagar. Adapun kelebihan dari tipe ini adalah kemiringan rata-rata kabel cukup besar sehingga komponen gaya horisontal tidak terlalu besar. Sementara kekurangan dari tipe ini adalah dengan adanya kabel yang berpusat di atas kepala menara menyulitkan dalam perencanaan dan pendetailan sambungan.

- Tipe Fan

Terdiri dari kabel-kabel yang disebar pada bagian atas menara yang dihubungkan pada gelagar sepanjang bentang, akan tetapi susunan kabel ini tidak sejajar. Adapun kelebihan dari tipe ini adalah kemudahan dalam pendetailan tulangan dan desain tulangan akibat kabel yang disebar pada bagian menara.

- Tipe Harp

Terdiri dari kabel-kabel penggantung yang dipasang sejajar dan disambungkan ke menara dengan ketinggian yang berbeda-beda satu terhadap lainnya. Kelebihan dari tipe ini akan memberikan nilai estetika yang sangat indah, akan tetapi dapat terjadi lentur yang sangat besar pada menara.



Gambar 2.6. Tatanan kabel longitudinal
Sumber : Mathivat (1983)

Jembatan *cable-stayed* modern pertama hanya menggunakan kabel dalam jumlah yang terbatas yang digunakan untuk mendukung gelagar yang kaku. Penggunaan kabel dalam jumlah kecil akan menyebabkan gaya pada kabel sangat besar sehingga dibutuhkan diameter kabel yang besar, penjangkaran yang kuat dan rumit, dan area yang luas pada gelagar untuk mndistribusikan gaya-gaya pada kabel. Selain dari itu, juga dibutuhkan gelagar yang tinggi. Bentuk ini juga tidak ekonomis karena memerlukan material dalam jumlah yang banyak dan pelaksanaan pembangunan membutuhkan peralatan yang sangat banyak.

Adapun keuntungan jembatan *cable stayed* menurut Walther (1988) dengan jumlah kabel yang banyak , diantaranya :

- ✓ Jumlah dukungan elastik yang besar akan menyebabkan lentur yang sedang pada arah longitudinal gelagar, baik selama konstruksi maupun dalam pengoperasian, sehingga membuat pelaksanaan menjadi sederhana dan ekonomis.

- ✓ Penggantian kabel relatif lebih murah meskipun kabel telah diberi pelindung terhadap korosi.

Adapun sudut kemiringan kabel berhubungan dengan kekakuan gelagar yang meningkat, tegangan dalam kabel berkurang, dan dibutuhkan oleh menara juga berkurang. Akan tetapi, jika tinggi menara bertambah, kabel penggantung akan bertambah dan panjang deformasi aksial akan semakin besar yang berakibat pada bertambahnya momen lentur pada gelagar akibat beban.

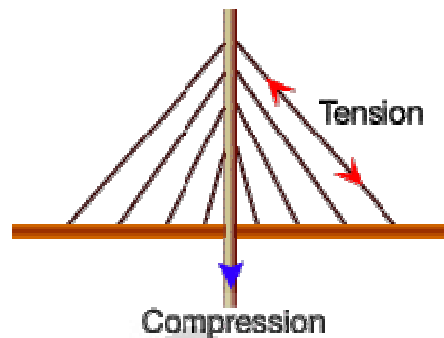
Menurut Troitsky (1977) dalam Supriyadi (2007), sudut kemiringan kabel optimum kabel terluar adalah 45° , namun masih dapat divariasikan antara 25° - 65° . Selanjutnya, jarak antar kabel maksimum tergantung pada beberapa parameter, khususnya lebar dan bentuk dari gelagar. Jika dek dari baja atau beton komposit, jarak antara 15 m dan 25 m dapat digunakan. Jika dek dari beton, desain dengan banyak kabel penggantung dan berjarak 5 m – 10 m memberikan banyak keuntungan dan mungkin sangat penting untuk diterapkan pada bentang panjang (Walther : 1988).

2.1.2.2 Menara (Pylon)

Menara atau biasa yang disebut pylon merupakan elemen yang paling terlihat pada jembatan *cable stayed*. Oleh karena itu, pertimbangan estetika pada desain menara adalah sangat penting. Secara umum, karena ukuran dari struktur sangat besar dan beragam, konfigurasi yang simpel dan bersih lebih baik dan lebih banyak disukai. (Chen : 2000).

Pemilihan bentuk menara sangat dipengaruhi oleh konfigurasi kabel, nilai estetika, dan pertimbangan biaya. Bentuk – bentuk dari menara dapat berupa menara tunggal, H shape, A shape, diamond shape, semi A shape, V shape, Y shape, dan sebagainya. Bentuk-bentuk menara yang umum digunakan adalah seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.5.

Pylon adalah elemen beton yang menyalurkan gaya tekan yang tinggi karena komponen vertikal dari gaya tarik pada kabel, sehingga pylon memiliki risiko yang signifikan terhadap ketidakstabilan geometri (Mathivat : 1983).



Gambar 2.7 Komponen tarik dan tekan pada jembatan *cable-stayed*

Bending pada pylon bisa terjadi pada arah transversal maupun arah longitudinal. Gaya lentur longitudinal bisa disebabkan oleh beban tetap dan beban *imposed*. Sementara *momen bending* transversal bisa disebabkan oleh efek angin, dimana semakin tinggi menara, maka tekanan angin yang terjadi, akan semakin besar (Chen : 2000).

2.1.2.3 Gelagar

Pada jembatan *cable-stayed*, material struktur pada gelagar dapat berupa beton, baja, maupun komposit. Untuk jembatan dengan bentang sampai 350 meter, biasanya digunakan material beton dengan pertimbangan biaya konstruksi yang lebih murah. Sementara untuk bentang yang lebih panjang, pemakaian beton pada gelagar akan menyebabkan penambahan berat sendiri pada struktur yang akhirnya akan mempengaruhi elemen jembatan yang lain, seperti kabel, pylon dan pondasi. Dengan pertimbangan tersebut, untuk bentang panjang biasanya digunakan gelagar jembatan baja atau material komposit.

Pada jembatan gelagar beton, bisa menggunakan gelagar beton pracetak dan gelagar beton *cast-in-situ*. Pemilihan jenis gelagar beton ini berdasarkan pada kebutuhan dalam perencanaan konstruksi. Menurut Zarkasi dan Roliansjah (1995) dalam supriyadi (2007), gelagar yang terbuat dari beton precast memiliki banyak keuntungan, diantaranya :

- Struktur dek beton cenderung untuk tidak bergetar dan dari segi aerodinamis sangat menguntungkan

- Komponen gaya horisontal pada kabel akan mengaktifkan gaya tekan pada sistem gelagar dimana beton sangat cocok untuk menahan gaya desak.
- Beton mempunyai berat yang sangat besar sehingga perbandingan beban hidup dan beban mati menjadi kecil, sehingga perbandingan lendutan akibat beban hidup dan beban mati tidak terlalu besar
- Pemasangan bangunan atas dan kabel yang relatif mudah dengan teknik prestressing masa kini, pabriaksi, segmental, dan mempunyai kandungan lokal yang tinggi.
- Pemeliharaan beton yang lebih murah karena beton tidak berkarat seperti pada baja.

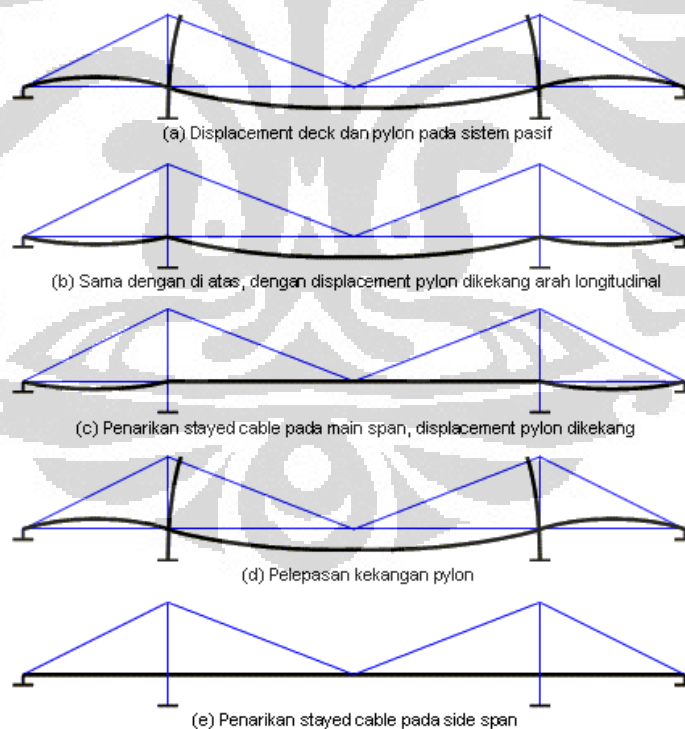
2.2 Metode Konstruksi Jembatan *Cable-Stayed*

Bila pelaksanaan jembatan dilakukan segmen per segmen, maka setiap kabel penggantung harus dianggap bekerja menahan berat satu interval sistem lantai jembatan (pada arah memanjangnya) antara dua kabel. Dalam hal ini, perlu dihitung tegangan kabel yang diperlukan untuk membentuk geometris memanjang lantai jembatan sesuai dengan yang direncanakan, dengan sudah memperhitungkan semua *superimposed dead load*, serta juga akibat dari deformasi kabel dan lantai kendaraan, baik elastis (sesaat) maupun "jangka panjang" seperti susut, rangkai, relaksasi dan lain sebagainya.

Menurut Zarkasi (2007), dalam analisa struktur jembatan sistem *cable stayed*, metode konstruksi sangat menentukan tahapan analisa. Metode konstruksi jembatan ditentukan dengan sistem kantilever dengan menggunakan traveller. Analisa 2-D digunakan untuk menentukan gaya pratekan pada kabel untuk mendukung berat sendiri konstruksi dan perkiraan beban lalu lintas yang akan bekerja serta beban akibat peralatan konstruksi. Pada tahapan analisa 2-D ini, akibat berat sendiri dan beban tambahan, profil *stayed cable* ditentukan sehingga demikian lantai jembatan tidak mengalami *sag* (diukur dari kondisi awal analisa) dan tower jembatan tidak mengalami *overstress*, yang umumnya diukur dimana

puncak tower dikontrol sehingga pada saat awal service tidak mengalami perpindahan (offset) dari kondisi awal analisa atau sebelum beban lantai bekerja. Untuk mendapatkan kondisi demikian, maka gaya pratekan pada masing-masing kabel harus ditentukan secara iterasi, agar didapatkan kondisi yang optimum. Proses iterasi untuk mendapatkan profil kabel yang optimum dapat lebih mudah dan mengurangi waktu kerja dengan memanfaatkan kondisi simetris jembatan.

Setelah profil kabel ditentukan, analisa 3-D diperlukan untuk mendapatkan perilaku konstruksi terhadap konfigurasi beban lalu-lintas. Perilaku jembatan terhadap beban angin, gempa juga akan ditentukan dari analisa 3-D. Namun demikian dalam tahap analisa 2-D beban-beban tersebut harus juga dipertimbangkan mengingat selama pelaksanaan jembatan, pengaruh beban tersebut tidak bisa diabaikan.



Gambar 2.8. Prosedur penarikan kabel
Sumber : Zarkasi (2007)

Metode kantilever merupakan metode yang sering digunakan untuk konstruksi jembatan *cable-stayed* dengan bentang medium sampai bentang

panjang, dimana segmen dari gelagar baru diinstal, kemudian disokong dengan kabel baru pada tahap ereksi, dan proses ini akan berlanjut tahap demi tahap sampai tahap konstruksi selesai, dan struktur jembatan telah terbentuk sempurna. (Wang : 2003)

Metode kantilever terdiri dari dua jenis, yaitu metode kantilever tunggal dan metode kantilever ganda, dimana pada metode kantilever ganda, proses konstruksi jembatan dilakukan dari kedua sisi menara secara bersamaan hingga bersama-sama mencapai bentang tengah.

Berikut ini akan dijelaskan prosedur ereksi pada jembatan *cable-stayed* tipe harp dengan metode kantilever yang dijelaskan oleh Wang (2003).

Tahap 1. Pilon/menara diereksi

Tahap 2. Memasang segmen gelagar B1

Tahap 3. *Stay cables* C1 dipasang dan ditegangkan mula-mula untuk menaikkan gelagar dan mengurangi momen lentur

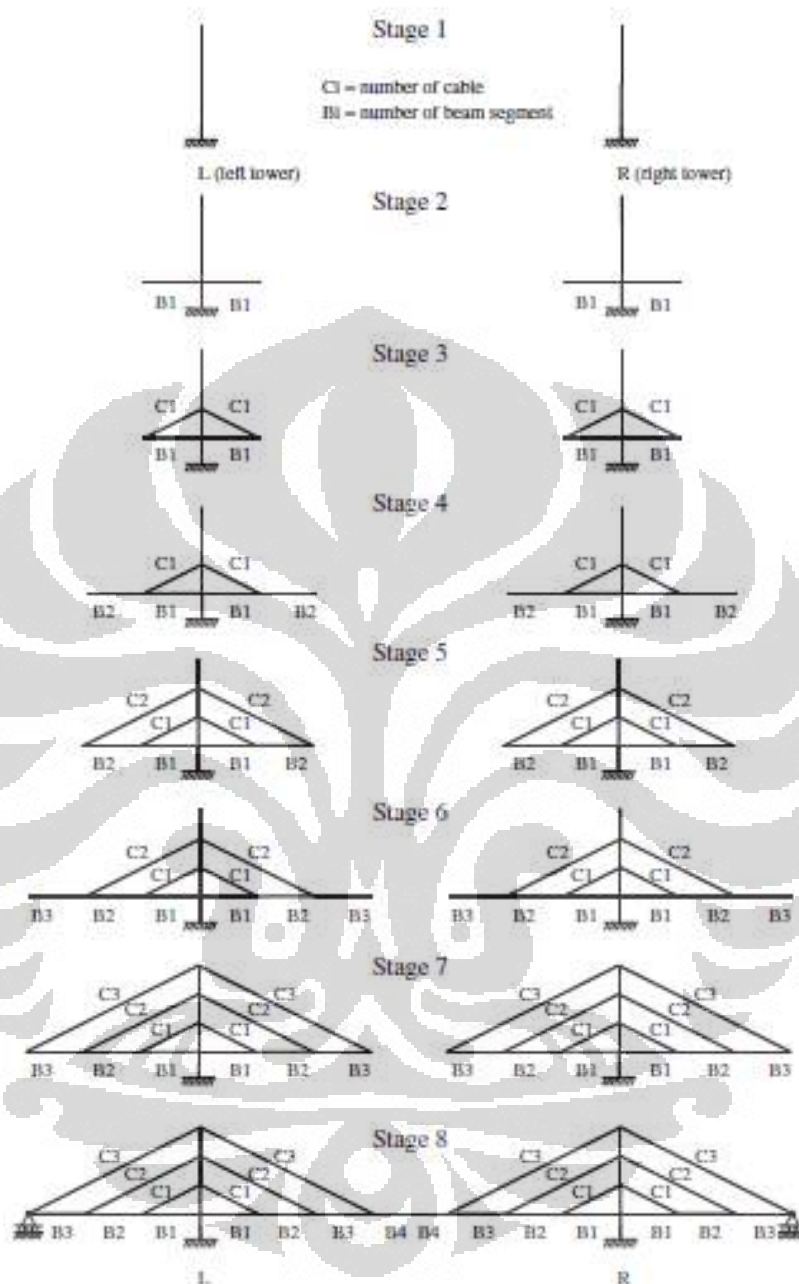
Tahap 4. Memasang segmen gelagar B2

Tahap 5. *Stay cables* C2 dipasang dan ditegangkan.

Tahap 6. Memasang segmen gelagar B3

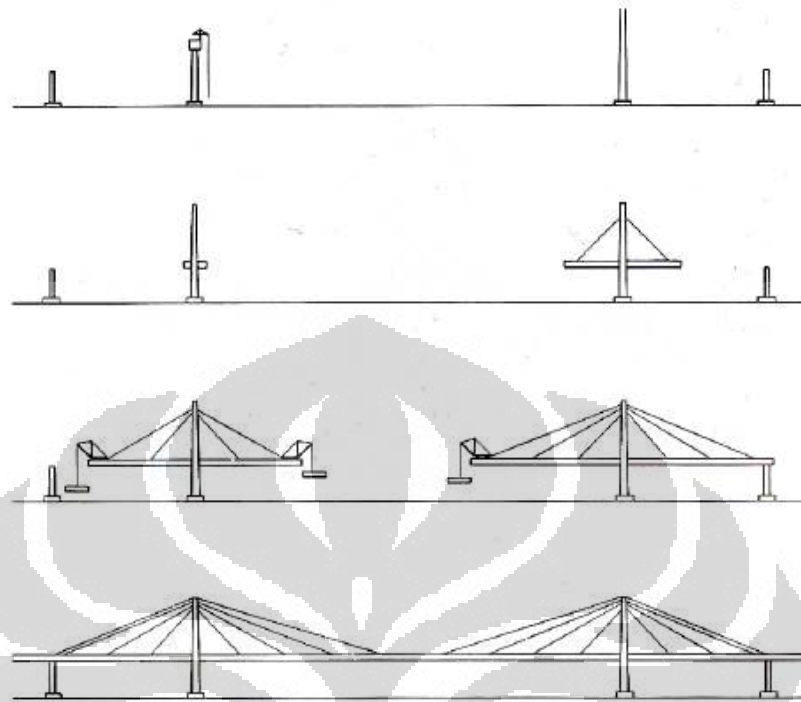
Tahap 7. *Stay cables* C3 dipasang dan ditegangkan.

Tahap 8. Segmen gelagar B4 dipasang dan jembatan dihubungkan pada tengah bentang utama



Gambar 2.9. Tahap ereksi pada jembatan *cable stayed* tipe Harp
 Sumber : Wong (2003)

Tidak jauh berbeda dengan penjelasan oleh Justus (2004), tahapan konstruksi jembatan *cable-stayed* dengan metode kantilever diperlihatkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 2.10. Tahap konstruksi dengan metode kantilever
Sumber : Justus (2004)

- Tahap 1. Memasang pylon dan gelagar di atas pier utama
- Tahap 2. Balanced free cantilever dilakukan dengan menggunakan crane derek yang beroperasi pada dek untuk menaikkan segmen-segmen dari gelagar, dan mengangkutnya dengan prinsip maju terus.
- Tahap 3. Ketika kantilever bertambah, stay cables diinstal dan ditarik terhadap gaya awal untuk membawa berat segmen yang baru diereksi
- Tahap 4. Jembatan ditutup pada bentang tengah dan beban tambahan dipergunakan.

2.2.1 Konstruksi Pilon/Menara

Material baja dan beton adalah jenis material yang biasa digunakan untuk pilon/menara. Perbedaan tahap pemasangan bergantung pada jenis material dan tinggi struktur. Untuk pilon baja yang kecil, pemasangan bisa dengan menggunakan *mobile cranes* atau *floating cranes*. Untuk pilon yang besar, bisa

digunakan *tower crane*. Sementara untuk pylon yang sangat tinggi yang memerlukan pemasangan gelagar untuk bagian yang paling atas, bisa digunakan *climbing cranes* yang disesuaikan dengan tinggi pylon. Untuk pylon beton, *slipforming* atau *climbing scaffolding* bisa digunakan ketika membangun menara.

Pada jembatan *cable stayed* dengan pylon tipe A atau bentuk diamon, kaki menara lebih lentur dan sedapat mungkin menghasilkan momen lentur. Oleh karena itu, untuk solusi ini perlu untuk memasang strut tambahan sementara diantara dua kaki menara selama tahap konstruksi.

Secara umum, pylon bersifat fleksibel pada arah longitudinal untuk mengikuti *displacement* dari sistem kabel. Selama konstruksi pylon, *cable stayed* tidak ditempatkan dan pylon harus mampu menahan beban angin horizontal dan beban gempa (jika terjadi gempa) terhadap menara tersebut. Fase paling kritis pada pylon selama tahap konstruksi terjadi ketika pylon mencapai tahap paling atas sementara kabel belum diinstal/dipasang.

Pada pylon beton, terdapat jumlah penulangan vertikal yang disyaratkan pada struktur akibat prategang efektif oleh gaya tekan vertikal dari sistem kabel. Jadi, ketika hanya dirancang untuk tahap akhir, pylon memiliki kekuatan lentur yang cukup pada saat konstruksi.

2.2.2 Ereksi Gelagar Utama Menggunakan Metode Kantilever

Menurut Justus (2004), dalam pemasangan gelagar utama ini, jenis material yang digunakan untuk pabrikan mempengaruhi prosedur pemasangan. Oleh karena itu, ereksi dibagi menjadi *cast-in-place*, *precaste*, dan *steel and composite decks*.

Cast-in-place concrete decks

Selama ereksi dek dengan pengecoran setempat, *mobile carriage* harus mampu memikul berat beton segar dari segmen baru yang berarti balok longitudinal atau portal berikutnya dari segmen terakhir. Kegunaan *mobile carriage* pada ereksi bisa menghasilkan momen lentur sementara yang kurang baik pada dek. Situasi bisa menjadi kritis jika dek memiliki inersia yang terbatas.

Universitas Indonesia

Kapasitas lentur dek juga menjadi terbatas. Kondisi ini bisa diatasi dengan mengurangi jarak antara kabel.

Opsi lain untuk ereksi gelagar beton utama adalah menggunakan *cable-stayed mobile carriage*. Ada dua kemungkinan teknik yang bisa dilakukan: pertama dengan menggunakan kabel sementara untuk menstabilkan *mobile carriage* pada setiap posisi suksesifnya. Cara kedua adalah dengan menggunakan kabel terakhir untuk menjadikan *mobile carriage* tetap pada posisi ereksi, selanjutnya diangkur terhadap segmen beton. Urutan konstruksi dan gaya tarik pada kabel selama konstruksi memiliki pengaruh dominan pada efek rangkai.

Segmen Pracetak

Jembatan dengan segmen pracetak menjadi lebih ekonomis untuk jembatan panjang dan besar dimana biaya untuk mendirikan *casting yard* bisa dikurangi dengan kecepatan proses ereksi. Adapun keuntungan konstruksi pracetak pada jembatan *cable-stayed* adalah menghasilkan tegangan tarik yang terbatas selama ereksi.

Menurut Mathivat (1983), konstruksi pracetak ini dibatasi untuk bentang ekonomis jembatan 150 m, karena biaya peralatan akan mengalami peningkatan untuk penempatan jika semakin panjang bentang tersebut. Konstruksi dengan segmen pracetak memiliki beberapa keunggulan dibandingkan dengan cor di tempat untuk jembatan segmental. Pengecoran dari segmen-segmen dapat dilakukan secara terkontrol. Proses pabrikasi memungkinkan kontrol yang mudah untuk kualitas segmen sebelum penempatan di superstruktur. Keuntungan lain adalah bahwa pengecoran superstruktur dapat dihilangkan dari jadwal konstruksi secara keseluruhan. Perakitan jembatan superstruktur sistem ini lebih cepat dibandingkan dengan metode cor di tempat karena tiap segmen pracetak tidak perlu dilakukan proses *curing* di lapangan sebelum diberi gaya pratekan. Pengaruh ketergantungan waktu untuk susut beton dan rangkai akan terjadi seiring dengan peningkatan umur dari segmen beton dan akan menyebabkan defleksi yang lebih kecil dari konstruksi cor di tempat.

Baja dan Dek Komposit

Menurut Justus (2004), metode klasik dari konstruksi dek baja pada pengangkatan segmen baja dengan derek, adalah pada saat menginstal bagian tersebut pada jembatan. Setelah pengangkatan segmen baru dengan derek, segmen tersebut dilas/dibaut dengan segmen sebelumnya dalam kondisi masih tergantung pada derek. Kemudian, kabel diinstal dan ditarik dimana derek dapat berpindah pada segmen baru lainnya dan siap untuk mengangkat kembali.

Jembatan *cable-stayed* komposit dengan gelagar baja dan dek beton yang bersamaan memberikan kekakuan dan ketahanan pada momen dan gaya aksial jembatan. Penggunaan baja membolehkan struktur menjadi lebih ringan dibandingkan dek beton. Ketika dek baja murni, elemen baja dipabrikasi dengan kontrol kualitas tinggi dan dimensi yang akurat. Dek beton membentuk *roadway*, biasanya dengan permukaan untuk lalu lintas dari aspal atau beton *overlay*, dan juga menerima gaya aksial pada kabel.

Konstruksi dek komposit lebih rumit dibandingkan dengan lainnya. Struktur baja pertama kali dipasang dengan metode kantilever, segmen per segmen, dan kemudian digantungkan pada kabel yang bersesuaian. Slab beton kemudian diinstal pada tempat elemen pracetak, segmen per segmen lagi. Itu juga mungkin untuk mencetak slab setelah tempat struktur baja selesai ditutup. Kerugian dari cara ini adalah bisa menciptakan kemacetan pada operasi konstruksi dan memperlambat proses ereksi. Jarak yang lebih besar tidak disarankan karena baja punya gaya lebih besar selama konstruksi dan bisa menjadi kritis. Perhatikan detail sambungan dari dek beton juga.

2.2.3 Forward Assemblage Analysis

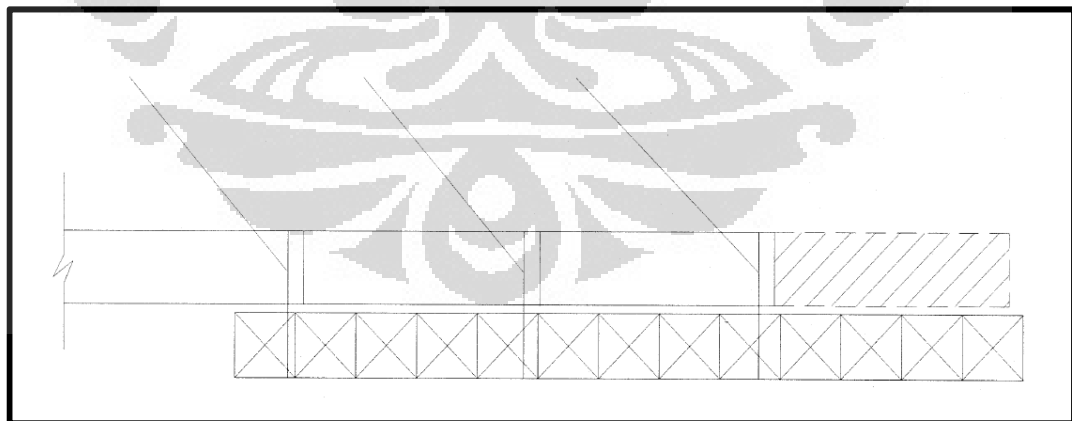
Menurut Han (2003), analisis prosedur ereksi dapat dilakukan dengan metode elemen hingga. Hal ini disebut dengan *forward assemblage analysis*, yang digunakan untuk mensimulasi proses ereksi untuk jembatan PC dengan metode kantilever.

Mengingat hal ini merupakan pemodelan elemen hingga, struktur tersebut dapat diperlakukan sebagai rangka suatu bidang. Hal ini mungkin cukup baik untuk simulasi konstruksi karena beban transversal, seperti angin, umumnya dapat diabaikan. Selain itu, pilon dan balok utama dimodelkan dengan beberapa elemen balok, sementara perkuatan kabel dimodelkan sebagai dua-simpul elemen bar dengan modul Ernst [3,4] dimana efek melenturnya kabel dapat diperhitungkan. Konfigurasi struktural berubah dari tahap ke tahap. Biasanya, dalam satu tahap, segmen gelagar diperlakukan sebagai satu atau beberapa elemen balok yang terhubung pada struktur yang ada, sementara beratnya diperlakukan sebagai beban pada elemen, dan begitupun gaya kabel juga diperhitungkan.

Kemudian analisis dilakukan dan struktur diubah menjadi konfigurasi baru.

Pada pemodelan elemen hingga ini, beberapa faktor seperti beban konstruksi (berat peralatan dan *travelling carriage*) dan efek susut dan rangkai pada beton, harus diperhitungkan secara detail.

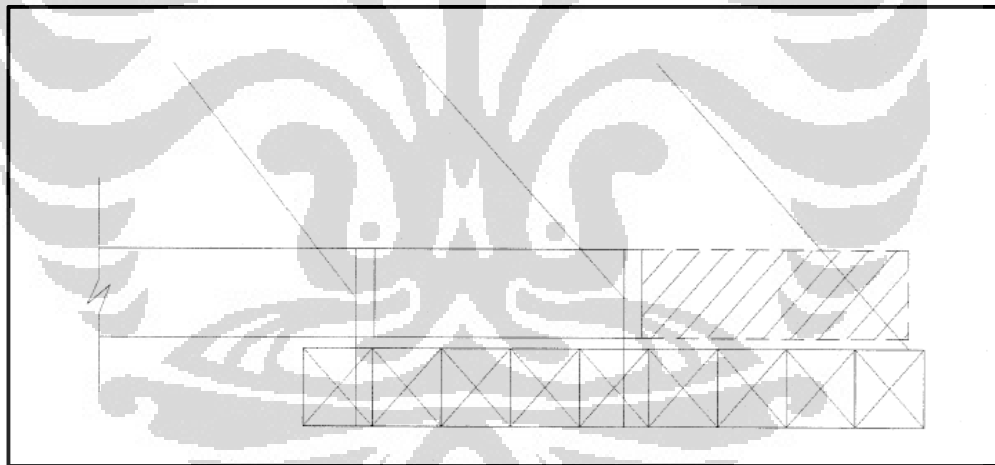
Travelling carriage secara khusus dirancang untuk pembangunan proyek jembatan tertentu. Umumnya ada dua jenis *carriage*. Salah satunya adalah jenis kantilever paa gambar di bawah ini.



Gambar 2.11. *Cantilever carriage*
Sumber : Han (2003)

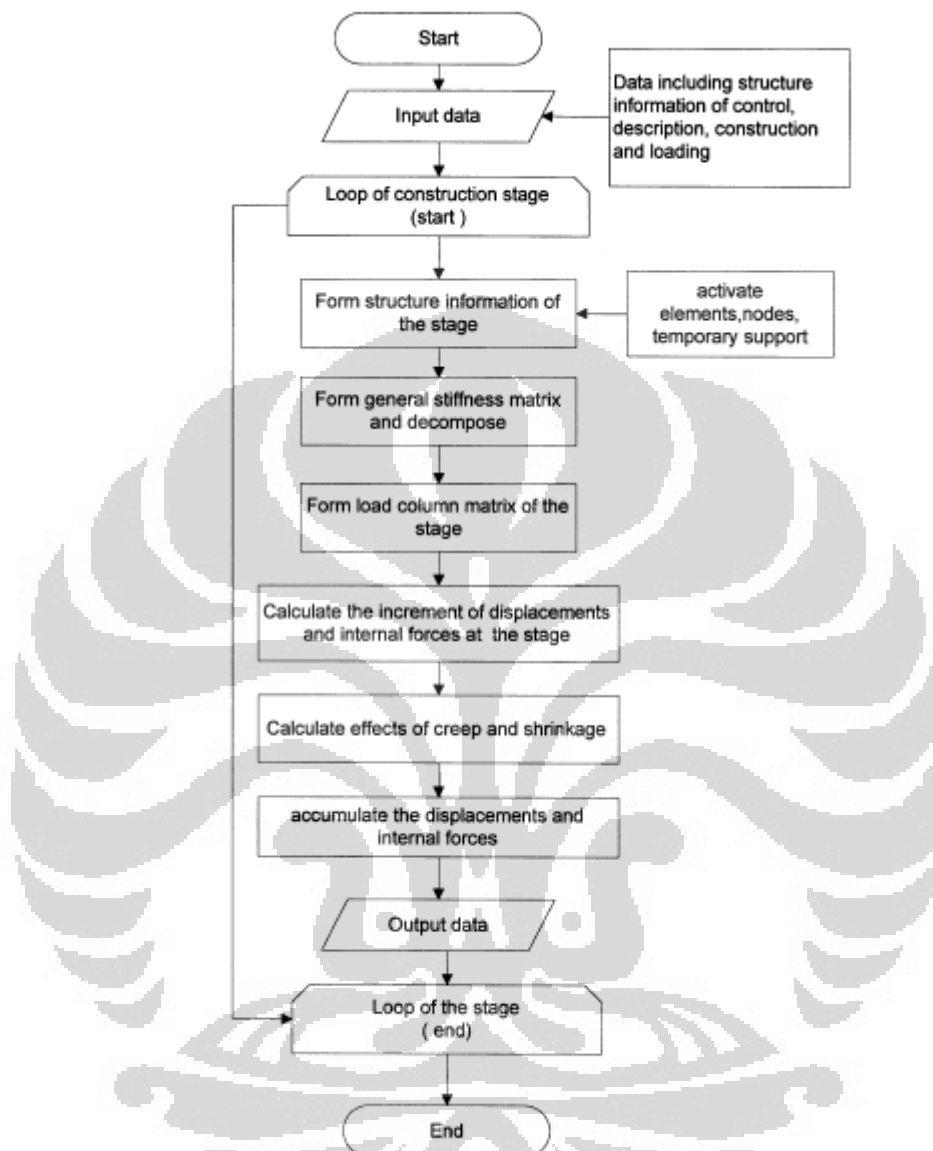
Travelling carriage dipasang dekat ujung balok utama, seperti halnya kantilever untuk mendukung segmen balok utama berikutnya. Dalam hal ini, berat *carriage* dapat diperlakukan sebagai beban eksternal pada akhir balok utama.

Dengan pengembangan sistem kabel ganda, balok utama dengan ketinggian yang lebih rendah menjadi lebih fleksibel. Balok utama itu sendiri tidak mampu membawa beban kantilever dari *carriage* dan segmen. Sehingga teknik ereksi inovatif diusulkan. Tipe ini adalah dengan menggunakan perkuatan permanen untuk mendukung bentuk *traveller* sehingga beton dapat dituangkan *in situ*. Untuk metode ereksi menggunakan tipe *traveller* yang lain, *traveller* bekerja sebagai bagian dari seluruh struktur ketika segmental balok utama dituangkan *in situ*. Dengan demikian, bentuk *traveller* harus disertakan dalam model elemen hingga untuk mensimulasikan konstruksi.



Gambar 2.12. *Cable-supported cantilever carriage*
Sumber : Han (2003)

Berikut ini gambar diagram alir dari *forward assemblage analysis*.



Gambar 2.13. Diagram alir dari *Forward Assemblage Analysis*
 Sumber : Han (2003)

Selanjutnya Han (2003) menambahkan, dengan *Forward Assemblage Analysis*, data konstruksi dapat diketahui, dan keadaan permanen aktual jembatan kabel tetap dapat dicapai. Selanjutnya, jika skema ereksi yang dimodifikasi selama masa konstruksi atau dalam kasus yang signifikan terjadi kesalahan konstruksi, maka parameter struktural atau beban ereksi sementara akan berbeda dari nilai-nilai yang digunakan dalam desain. Hal ini dimungkinkan untuk

memprediksi kekuatan kabel dan deformasi berurutan pada setiap tahap dengan memanfaatkan *Forward Assemblage Analysis*.

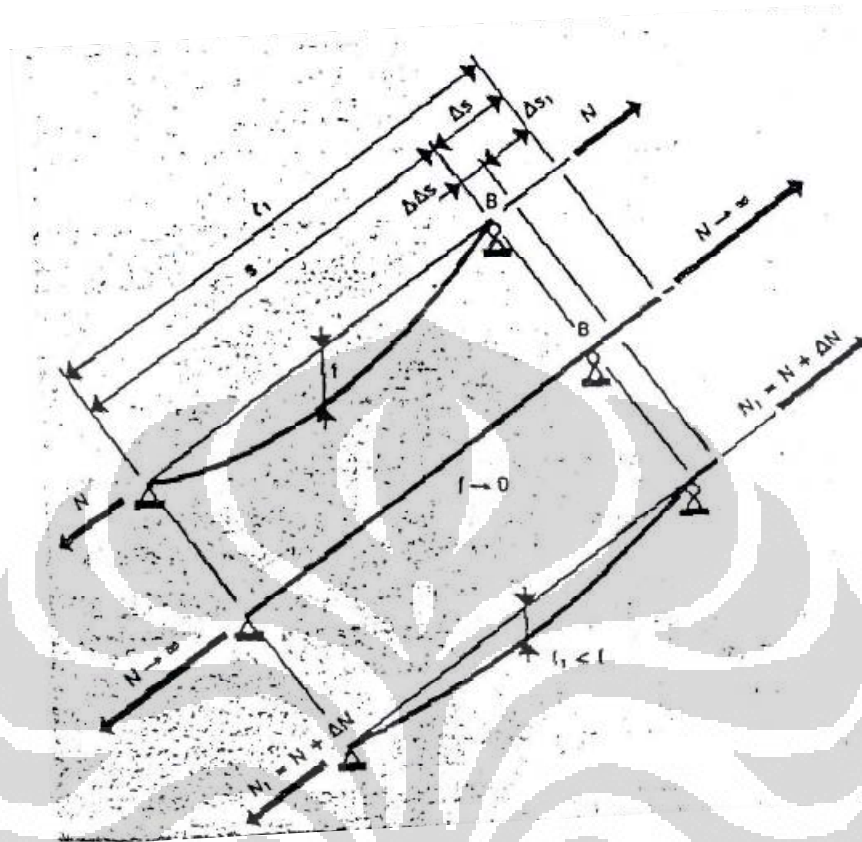
2.3 Analisis Non-Linier Pada Elemen Struktur Jembatan *Cable-Stayed*

Dalam menganalisis struktur, analisis non-linier diperlukan ketika tegangan yang dihasilkan tinggi, atau adanya *displacement* yang besar pada struktur. Menurut Supriyadi (2007), struktur jembatan *cable stayed* merupakan struktur yang mempunyai efek non-linier yang cukup berpengaruh. Berikut ini terdapat tiga penyebab dari sifat non-linier, diantaranya :

2.3.1 Non-linier Kabel

Seperti diketahui bahwa kabel memiliki berat sendiri. Hal ini akan menyebabkan terjadinya deformasi sepanjang kabel yang cukup besar sehingga akan mengurangi kekakuan dari kabel. Ketidaklinieran kabel ini terjadi ketika beban yang didukung bertambah dan sag pada kabel berkurang sehingga panjang *chord* kabel akan bertambah. Oleh karena itu, untuk menempatkan kabel sebagai komponen yang linier maka modulus kabel harus diidealisasikan.

Pada gambar di bawah ini diasumsikan bahwa modulus kabel $E = \infty$ dengan jarak s pada bentang dengan perletakkan sendi dan rol. Akibat peningkatan gaya N yang sangat besar (infinity), kabel akan menjadi lurus, dan titik B akan bergerak ke B' , sehingga $\Delta s = l_1 - s$. Jika gaya ditingkat dari N menjadi $N_1 = N + \Delta N$, maka perpindahan $\Delta \Delta s = \Delta s + \Delta s_1$. Sehingga bisa ditentukan pertambahannya $\epsilon_f = \Delta \Delta s / s$. Modulus elastisitas yang diperoleh sebagai berikut : $E_f = \sigma / \epsilon_f$. Akibat beban aksial kabel akan mengalami regangan elastik, sehingga $\epsilon_f = \sigma / E_e$, dimana E_e menggambarkan modulus elastisitas.



Gambar 2.14. Perilaku kabel dengan modulus elastisitas $= \infty$
 Sumber : Walther (1988)

Modulus elastisitas ideal atau ekuivalen kabel E_i tergantung pada E_f yang berhubungan dengan sag dan E_e yang berhubungan dengan elastisitas, yaitu :

$$E_i = \frac{\sigma}{(\varepsilon_f + \varepsilon_e)} \quad (2.1)$$

Dimana $\varepsilon_f = \sigma/E_f$ dan $\varepsilon_e = \sigma/E_e$, sehingga bila nilai-nilai tersebut dimasukkan ke persamaan 2.1, diperoleh :

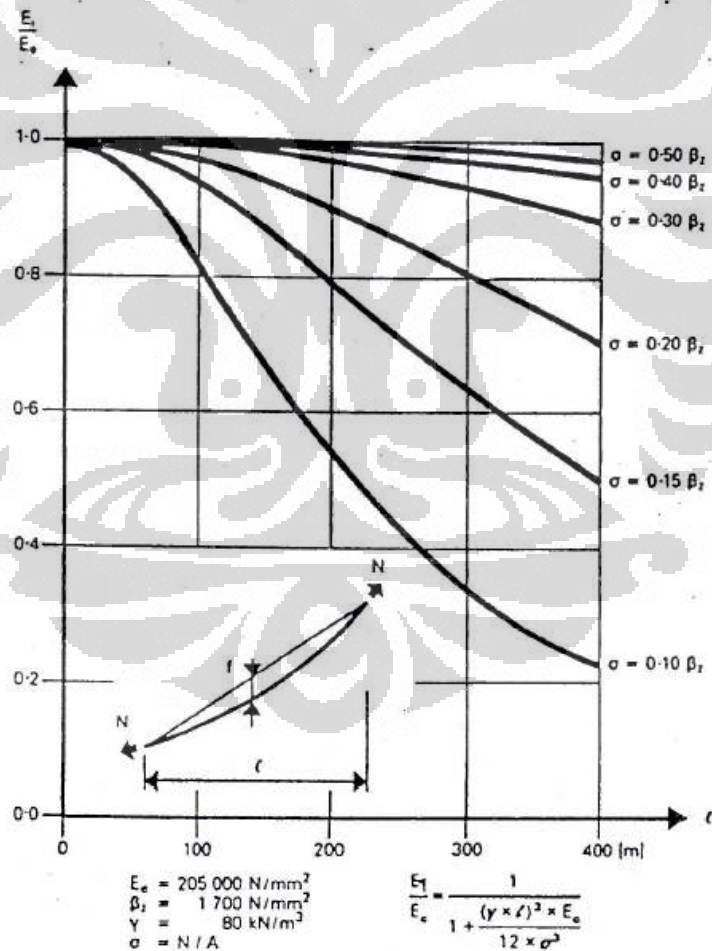
$$E_i = \frac{E_f E_e}{(E_f + E_e)} \quad (2.2)$$

Kemudian H.J Ernest memberikan bahwa $E_f = 12\sigma^3/(\gamma l)^2$ dan distribusikan pada persamaan 2.2, diperoleh :

$$E_i = \frac{E_e}{[1 + \{(\gamma l)^2 / 12 \sigma^3\} E_e]} \quad (2.3)$$

dimana,

- σ = tegangan izin kabel
- E_e = modulus elastisitas
- E_i = modulus elastisitas idealisasi
- γ = berat jenis kabel
- l = jarak horizontal kabel (= $s \cos \alpha$)
- s = panjang kabel

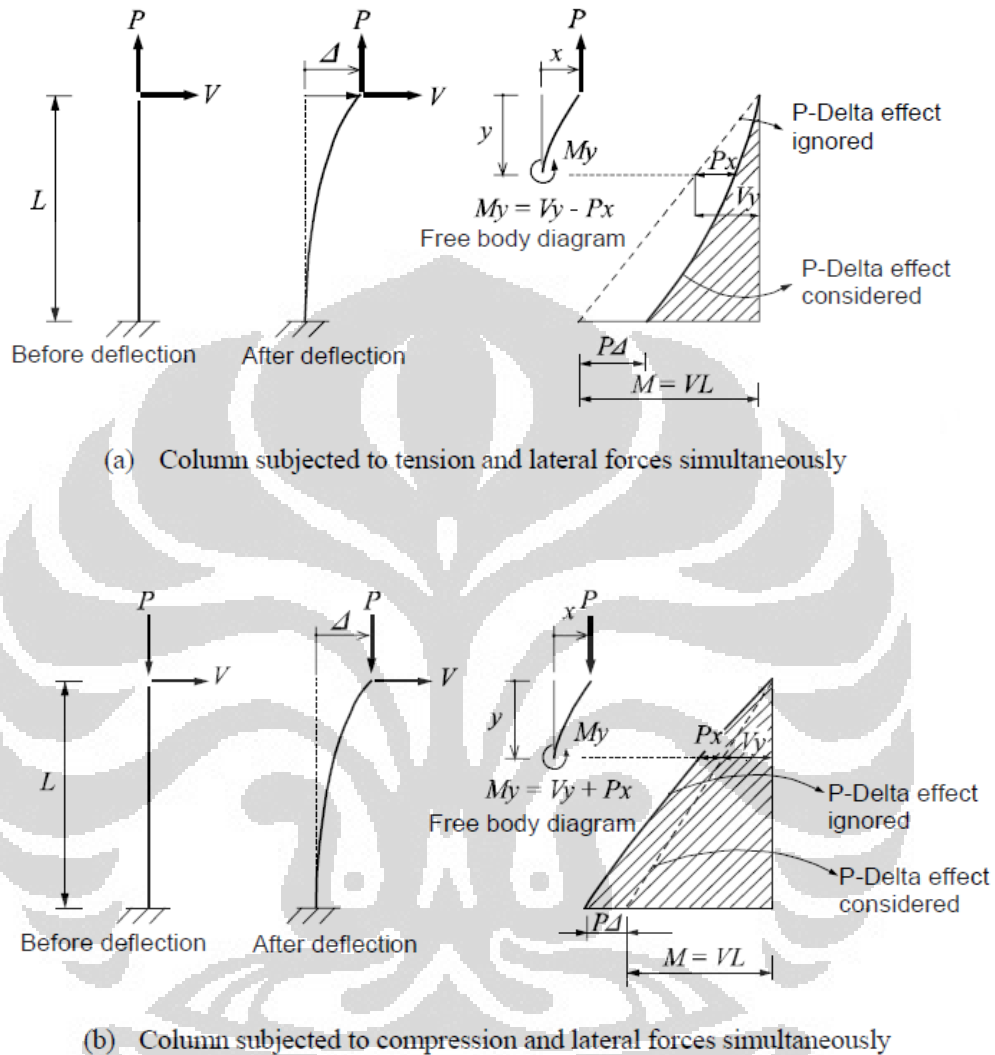


Gambar 2.15. Rasio E_i / E_e menunjukkan pengaruh sag dari perkuatan pada kekakuannya.
sumber : walther (1988)

2.3.2 Non-Linier Geometri (Efek P -delta)

Efek non-linier ini disebabkan oleh gaya-gaya aksial tekan dan momen lentur yang bekerja secara simultan pada struktur (menara dan gelagar) sehingga terjadi beban yang eksentris. Akibat lendutan yang terjadi pada struktur maka gaya aksial tekan yang bekerja memberikan momen tambahan. Adapun tingkat ketidaklinieran ini tergantung pada besarnya beban aksial tekan dibandingkan dengan beban *Euler* dan besar lendutan yang dihasilkan akibat beban lentur. Secara umum pengaruh dari ketidaklinieran P -delta ini dianggap kecil. Anggapan ini tetap dapat digunakan untuk gelagar yang tipis atau menara yang mempunyai momen inersia kecil dengan memberikan pembebanan yang ekstrim dan menguji kebenaran dari anggapan. (Supriyadi dan Agus : 2007).

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 2.16. Perilaku kolom kantilever akibat efek P -Delta
 Sumber : Midas Civil Analysis Manual

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.

2.3.3 Non-Linier Material

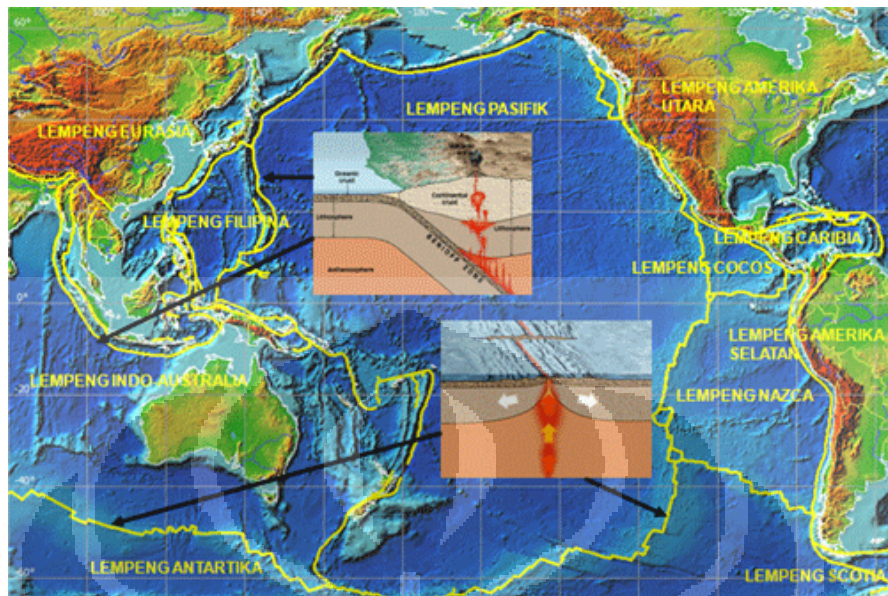
Secara umum, bahan struktur yang terkena suatu beban aksial tertentu akan mengalami peregangan dan disertai penambahan atau pengurangan panjang sesuai dengan arah beban. Selama beban tersebut masih kecil, penambahan atau pengurangan panjang akan berbanding lurus dengan tegangan yang terjadi. Bila beban bertambah terus batas perbandingan tetap akan dilampaui dan kurva perbandingan tidak sebanding atau perbandingan antara tegangan dan regangan bahan sudah tidak linier lagi. Sifat non-linier ini dapat diabaikan karena secara umum pembebanan yang terjadi tidak akan menimbulkan tegangan yang berlebih hingga mendekati beban runtuh. (Supriyadi dan Agus : 2007).

2.4 Teori Gempa Bumi

2.4.1 Penyebab Gempa Bumi

Gempa bumi adalah suatu peristiwa alam dimana terjadi getaran pada permukaan bumi akibat adanya pelepasan energi secara tiba-tiba dari pusat gempa. Energi yang dilepaskan tersebut merambat melalui tanah dalam bentuk gelombang getaran. Gelombang getaran yang sampai ke permukaan bumi disebut gempa bumi. Hal ini merupakan pergerakan tanah alami yang disebabkan oleh fenomena yang beragam, termasuk proses tektonik, vulkanisme, *landslide*, *rock-bursts*, dan ledakan. (Chen : 2003).

Menurut teori lempeng tektonik, permukaan bumi terpecah menjadi beberapa lempeng tektonik besar. Lempeng tektonik adalah segmen keras kerak bumi yang mengapung di atas astenosfer yang cair dan panas. Oleh karena itu, maka lempeng tektonik ini bebas untuk bergerak dan saling berinteraksi satu sama lain. Daerah perbatasan lempeng-lempeng tektonik, merupakan tempat-tempat yang memiliki kondisi tektonik yang aktif, yang menyebabkan gempa bumi, gunung berapi dan pembentukan dataran tinggi. Teori lempeng tektonik merupakan kombinasi dari teori sebelumnya yaitu: Teori Pergerakan Benua (Continental Drift) dan Pemekaran Dasar Samudra (Sea Floor Spreading). (Clough : 1982)



Gambar 2.17. Lempeng tektonik di dunia.
Sumber : BMKG

Lapisan paling atas bumi, yaitu litosfir, merupakan batuan yang relatif dingin dan bagian paling atas berada pada kondisi padat dan kaku. Di bawah lapisan ini terdapat batuan yang jauh lebih panas yang disebut mantel. Lapisan ini sedemikian panasnya sehingga senantiasa dalam keadaan tidak kaku, sehingga dapat bergerak sesuai dengan proses pendistribusian panas yang kita kenal sebagai aliran konveksi. Lempeng tektonik yang merupakan bagian dari litosfir padat dan terapung di atas mantel ikut bergerak satu sama lainnya. Ada tiga kemungkinan pergerakan satu lempeng tektonik relatif terhadap lempeng lainnya, yaitu apabila kedua lempeng saling menjauhi (*spreading*), saling mendekati (*collision*) dan saling geser (*transform*).

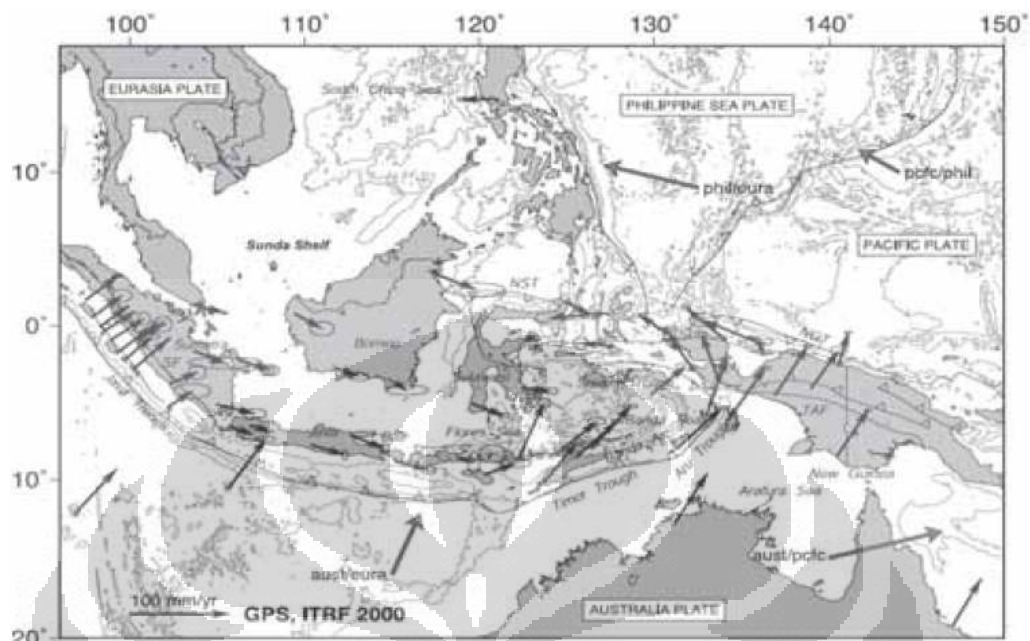
Jika dua lempeng bertemu pada suatu sesar, keduanya dapat bergerak saling menjauhi, saling mendekati atau saling bergeser. Umumnya, gerakan ini berlangsung lambat dan tidak dapat dirasakan oleh manusia namun terukur sebesar 0-15cm pertahun. Kadang-kadang, gerakan lempeng ini macet dan saling mengunci, sehingga terjadi pengumpulan energi yang berlangsung terus sampai pada suatu saat batuan pada lempeng tektonik tersebut tidak lagi kuat menahan

gerakan tersebut sehingga terjadi pelepasan mendadak yang kita kenal sebagai gempa bumi.

Daerah yang paling rawan gempa umumnya berada pada pertemuan lempeng-lempeng tersebut. Pertemuan dua buah lempeng tektonik akan menyebabkan pergeseran relatif pada batas lempeng tersebut, yaitu:

- *Subduction*, yaitu peristiwa dimana salah satu lempeng mengalah dan dipaksa turun ke bawah. Peristiwa inilah yang paling banyak menyebabkan gempa bumi.
- *Extrusion*, yaitu penarikan satu lempeng terhadap lempeng yang lain.
- *Transcursion*, yaitu terjadi gerakan vertikal satu lempeng terhadap yang lainnya.
- *Accretion*, yaitu tabrakan lambat yang terjadi antara lempeng lautan dan lempeng benua.

Indonesia merupakan daerah rawan gempa bumi karena dilalui oleh jalur pertemuan 4 lempeng tektonik, yaitu: Lempeng Indo-Australia, lempeng Eurasia, lempeng Pasifik, dan lempeng Filipina. Lempeng Indo-Australia bergerak relatif ke arah utara dan menyusup ke dalam lempeng Eurasia, sementara lempeng Pasifik bergerak relatif ke arah barat. Jalur pertemuan lempeng berada di laut sehingga apabila terjadi gempa bumi besar dengan kedalaman dangkal maka akan berpotensi menimbulkan tsunami sehingga Indonesia juga rawan tsunami. (BMKG).



Gambar 2.18. Lempeng tektonik di Indonesia
Sumber : Irsyam, dkk (2010)

2.4.2 Ukuran Karakteristik Gempa

Menurut Clough (1982), aspek yang paling penting dari gerak bumi akibat gempa bumi bagi seorang ahli teknik gempa bumi adalah pengaruh yang akan ditimbulkannya terhadap struktur, yaitu tegangan dan deformasi atau jumlah kerusakan yang akan terjadi. Potensi kerusakan tersebut, paling tidak sebagian, tentu saja bergantung pada ukuran gempa bumi. Setidaknya terdapat dua ukuran gempa yang biasa dipakai untuk menyatakan besarnya suatu gempa, yaitu :

2.4.2.1 Magnitude

Magnitude adalah suatu besaran yang menggambarkan besarnya regangan energi yang dilepaskan waktu terjadinya gempa bumi. Ada beberapa rumusan untuk mencari *magnitude* ini, yang paling umum digunakan adalah definisi *magnitude* yang diberikan oleh Richter.

$$M = 10 \log A - 10 \log A_0 \quad (2.4)$$

Dimana A adalah amplitudo maksimum dalam mm yang tercatat dengan alat standar *Wood-Anderson* pada jarak 100 km dari epicenter. Alat ini memiliki periode alami 0,8 detik, maknifikasi 2800 dan rasio redaman 0,8. $\log A_0$ adalah

Universitas Indonesia

nilai standar sebagai fungsi jarak, untuk alat pada lokasi dengan jarak lebih dari 100 km dan kurang dari 600 km. Selanjutnya *magnitude* bisa dikaitkan dengan jumlah energi yang dibebaskan gempa bumi E dengan rumus

$$\text{Log}_{10} E_s = 11.8 + 1.5 M_s \quad (2.5)$$

Dimana E_s adalah total energi dalam ergs dan M_s adalah *magnitude*.

Berikut ini adalah sebuah tabel yang menggambarkan tingkatan dan *magnitude* dari kekuatan gempa, pengaruh-pengaruhnya, serta perkiraan jumlah gempa yang terjadi setiap tahunnya. Akan tetapi, hanya gempa-gempa dengan $M \geq 5$ yang perlu ditinjau dalam perencanaan struktur.

Tabel 2.1. *Magnitude* dan kelas kekuatan gempa

Magnitude Gempa	Kelas Kekuatan Gempa	Pengaruh Gempa	Perkiraan Kejadian Tahun
< 2,5	Minor Earthquake	Pada umumnya tidak dirasakan, tetapi dapat direkam oleh seismograf	900.000
2,5 s/d 4,9	Light Earthquake	Selalu dapat dirasakan, tetapi hanya menyebabkan kerusakan kecil	30.000
5,0 s/d 5,9	Moderate Earthquake	Menyebabkan kerusakan pada bangunan dan struktur-struktur yang lain	500
6,0 s/d 6,9	Strong Earthquake	Kemungkinan dapat menyebabkan kerusakan besar, pada daerah dengan populasi tinggi.	100
7,0 s/d 7,9	Major	Menimbulkan kerusakan	20

	Earthquake	yang serius	
$\geq 8,0$	Great Earthquake	Dapat menghancurkan daerah yang dekat dengan pusat gempa	Satu setiap 5 – 10 tahun

Sumber : Chen (2000)

Ada beberapa macam skala magnitudo gempa, seperti magnitudo richter, magnitudo gelombang permukaan dan magnitudo gelombang badan.

1. Magnitude Richter (M_L)

Magnitude Richter yang juga dikenal sebagai magnitudo lokal memberikan sebuah ukuran kuantitatif atas pelepasan sejumlah energi akibat gempa bumi. Magnitude ini berlaku untuk gempa dangkal dengan jarak episenter kurang dari 600 km. Charles Richter (1935) mengukur amplitudo maksimum pada jarak 100 km dari episenter gempa dengan seismometer Wood-Anderson.

2. Magnitude Gelombang Permukaan (M_S)

Pada umumnya gelombang badan untuk jarak episenter yang jauh, telah lemah dan tak beraturan lagi sehingga gerakannya didominasi oleh gelombang permukaan. Magnitude gelombang permukaan (Gutenberg dan Richter, 1936) didasarkan pada amplitudo gelombang rayleigh dengan periode sekitar 20 detik. Bentuk persamaannya adalah :

$$M_S = \log A + 1.66 \log \Delta + 2.0 \quad (2.6)$$

3. Magnitude Gelombang Badan (m_b)

Pada gempa dalam, gelombang permukaan terlalu kecil untuk diukur. Untuk hal ini, Magnitude gelombang badan (Gutenberg, 1945) lebih direkomendasikan karena didasarkan pada amplitudo p-waves yang tidak terlalu dipengaruhi oleh kedalaman gempa. Persamaan untuk menentukan magnitudo gelombang badan adalah:

$$M_b = \log A - \log T + 0.01 \Delta + 5.9 \quad (2.7)$$

4. *Seismic moment (Mo)*

Seismic moment merupakan ukuran gempa berdasarkan daerah runtuh, nilai rata-rata besarnya slip dan kekuatan runtuhnya. *Seismic moment* dapat dirumuskan sebagai berikut

$$M_o = \mu \cdot A \cdot D \quad (2.8)$$

5. *Moment Magnitude (Mw)*

Momen magnitude dipublikasikan dalam *Journal of Geophysical Research* pada 10 Mei 1979 oleh pakar seismologi Hanks and Kanamori. *Momen magnitude* diharapkan dapat memperbaiki kekurangan-kekurangan pada skala M_L , M_S , m_b dalam membedakan gempa bumi yang besar. *Momen magnitude* ditentukan oleh *seismic moment (Mo)*, yang merupakan total energi yang dilepaskan selama terjadinya gempa bumi dan berdasarkan atas pengukuran langsung pada faktor yang mengakibatkan keruntuhan sepanjang patahan

$$M_w = (\log M_o / 1,5) - 10,7 \quad (2.9)$$

6. *Moment Magnitude Lainnya*

Selain ukuran gempa dengan skala *moment magnitude* yang telah disebutkan sebelumnya, ada juga *moment magnitude* lain seperti *moment magnitude coda (Mc)*, *moment magnitude jarak (MD)* dan *moment magnitude Japanese Meteorological Agency (MJMA)*.

2.4.2.2 *Intensitas*

Intensitas adalah ukuran dari daya rusak suatu gempa di suatu daerah tertentu. Skala gempa *intensitas* ini umumnya diperoleh dari klasifikasi skala kerusakan berdasarkan kesepakatan antar kelompok pengamat gempa. Skala *intensitas* yang dipergunakan di dunia antara lain : *MMI (Modified Mercalli Intensity Scale, 1931)*, *JMA (Japanese Meteorological Agency)*, *MSK (Medvedev Spoonheer Karnik)* dan *RF (Rossi Forel)*.

Berikut ini tingkatan kekuatan gempa dengan skala MMI dalam tabel berikut ini :

Tabel 2.2. Skala Intensitas Modified Mercally (MMI Scale)

Skala Intensitas	Keterangan
I	Dirasakan oleh sedikit orang, hampir tak terasa
II	Getaran terasa oleh orang yang sedang istirahat, terutama orang yang berada di lantai teratas bangunan
III	Dirasakan di dalam ruangan, terutama di lantai teratas bangunan, tetapi mungkin dianggap bukan merupakan gempa
IV	Dirasakan oleh banyak orang di dalam ruangan, beberapa orang di luar ruangan. Dirasakan seperti guncangan truk berat yang lewat
V	Dirasakan oleh hampir semua orang, beberapa orang terbangun. Benda-benda kecil bergerak. Pepohonan dan kolam renang dapat bergetar
VI	Dirasakan oleh setiap orang. Sulit untuk berdiri. Perabotan rumah berat bergeser, beberapa plafon jatuh, dan atap mungkin mengalami kerusakan
VII	Kerusakan ringan – sedang terjadi pada bangunan dengan kualitas sedang. Kerusakah serius terjadi pada bangunandengan kualitas buruk
VIII	Kerusakan kecil terjadi pada bangunan yang spesial. Kerusakan sedang terjadi pada bangunan dengan kualitas sedang dan banyak kerusakan pada bangunan dengan kualitas buruk. Beberapa dinding runtuh
IX	Kerusakan sedang pada bangunann yang spesial Bangunan mengalami pergeseran fondasi, terlihat ada retakan di permukaan

	tanah. Kerusakan parah. Longsoran lereng
X	Kebanyakan bangunan batu, kolom, dan fondasi hancur. Retakan lebar di permukaan. Longsoran lereng. Kerusakan parah
XI	Kerusakan total. Hanya sedikit bangunan yang utuh. Jembatan hancur. Retakan lebar di permukaan dan gelombang terlihat di permukaan
XII	Kerusakan total. Gelombang terlihat di permukaan. Benda terlempar di udara.

Sumber : Chen (2000)

2.4.3 Terminologi yang Berhubungan dengan Gempa

➤ *Hypocenter dan Epicenter*

Hypocenter atau *focus* merupakan titik dimana keruntuhan (*rupture*) dimulai dan titik awal gelombang pertama kali terjadi. *Hypocenter* ini adalah pusat terjadinya gempa yang terdapat di dalam bumi. Sedangkan *epicenter* adalah titik pada permukaan bumi tepat di atas *hypocenter*. Jarak pada permukaan antara lokasi pengamatan dan *epicenter* dinamakan jarak *epicenter*, sedangkan jarak antara lokasi pengamatan dan *hypocenter* dinamakan jarak *hypocenter*.

➤ Seismograf

Seismograf adalah suatu alat yang digunakan untuk mencatat gerak-gerakan tanah, misalnya simpangan (*displacement*), kecepatan (*velocity*), atau percepatan (*acceleration*), tergantung dari alatnya, bila alat itu mencatat percepatan gerakan tanah, alat tersebut dinamakan Accelerograf

➤ Seismogram

Seismogram adalah catatan yang berupa grafik yang didapatkan dari seismograf. Grafik yang mencatat percepatan (*acceleration*) gerakan tanah dinamakan Accelogram.

2.4.4 Pengaruh Gempa Bumi Pada Struktur Jembatan

Menurut Moehle dan Oberhard dalam Chen (2000), kerusakan gempa pada jembatan bisa memiliki akibat yang besar. Kerusakan ini bisa diklasifikasikan menjadi dua kelas, yaitu :

- *Primary Damage*

Kerusakan ini disebabkan oleh pergerakan tanah atau deformasi yang merupakan penyebab utama dari kerusakan jembatan, dan bisa menyebabkan kerusakan lainnya atau *collapse*.

- *Secondary Damage*

Kerusakan ini disebabkan oleh pergerakan tanah atau deformasi yang merupakan hasil dari kegagalan struktur pada jembatan dan disebabkan oleh redistribusi dari aksi internal untuk struktur yang tidak didesain.

Performance dari struktur jembatan selama gempa kemungkinan besar dipengaruhi oleh *site conditions* dan *fault*. Kedua faktor ini mempengaruhi intensitas pergerakan tanah dan deformasi tanah, sama halnya dengan variabilitas dari efek sepanjang panjang jembatan.



Gambar 2.19. Keruntuhan bentang jembatan Nishinomiya-ko pada tahun 1995 akibat gempa Hyogo-Ken
Sumber : Chen (2000)

Idealnya, konstruksi tahan gempa seharusnya didesain memiliki konfigurasi teratur sehingga perilaku dari struktur tersebut mudah untuk dianalisis dan dissipasi energi inelastik dipertimbangkan pada jumlah besar dari komponen leleh yang teridentifikasi. Pengalaman menunjukkan bahwa jembatan kemungkinan besar mudah rusak jika deformasi terjadi pada elemen *brittle*, konfigurasi struktur yang kompleks, atau *bridge lacks redundancy*.

2.4.5 Karakteristik *Ground Motion*

Ground motion digambarkan dengan riwayat waktu atau seismograph dengan melihat percepatan, kecepatan, dan perpindahan untuk lokasi yang spesifik selama terjadinya gempa. Kurva dari riwayat waktu menggambarkan

informasi yang lengkap tentang pergerakan gempa pada tiga arah ortogonal (2 horizontal dan satu vertikal) pada lokasi dengan pergerakan yang kuat.

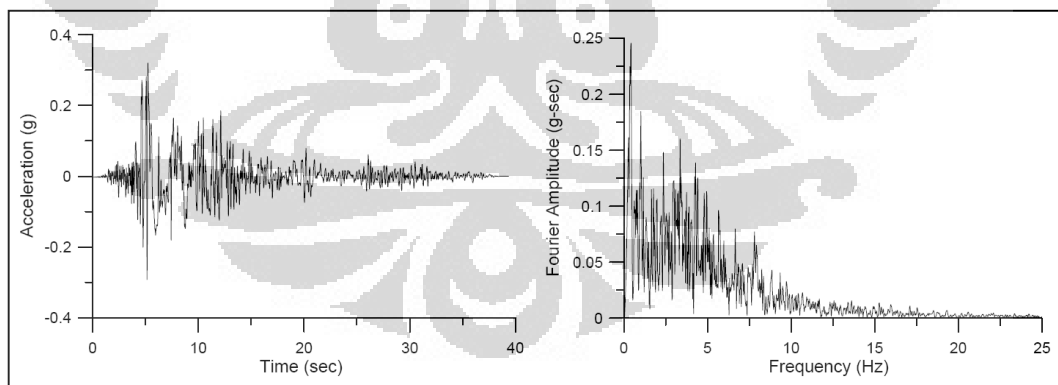
Percepatan yang dimaksud biasanya direkam dengan *strong-motion accelerometer* dan kecepatan dan perpindahan ditentukan dengan integrasi numerik. Rekaman percepatan pada lokasi yang memiliki jarak yang sama dari epicenter mungkin berbeda secara signifikan pada durasi, frekuensi, dan amplitudo pada kondisi tanah yang berbeda juga.

Dari pandangan struktur, karakteristik yang paling penting dari gempa adalah *peak ground acceleration* (PGA), durasi, dan frekuensi. PGA adalah percepatan maksimum dan menggambarkan intensitas dari *ground motion*. Durasi adalah panjang waktu dari saat pertama terjadinya gempa hingga mencapai bagian puncak dari pergerakan gempa. Sementara frekuensi bisa dipresentasikan dengan jumlah *crossing* per detik pada range inelastik. (Chen : 2003). Walaupun pergerakan gempa tidak pernah teratur sebagai bentuk gelombang sinusoidal, tetapi selalu ada periode yang mendominasi suatu respon.

Secara umum, dalam perencanaan infrastruktur tahan gempa, terdapat beberapa jenis metoda analisis dengan tingkat kesulitan dan akurasi yang bervariasi. Sesuai dengan metoda analisis yang digunakan, parameter pergerakan tanah yang diperlukan untuk perhitungan dapat diwakili oleh: 1) percepatan tanah maksimum, 2) respon spektra gempa, dan 3) riwayat waktu percepatan gempa (*time histories*). Percepatan tanah maksimum hanya memberikan informasi kekuatan puncak gempa. Respon spektra gempa memberikan informasi tambahan mengenai frekuensi gempa dan kemungkinan efek amplifikasinya. Riwayat waktu percepatan gempa memberikan informasi terlengkap yaitu berupa variasi besarnya beban gempa untuk setiap waktu selama durasi gempa. Dalam analisis gempa, semakin sederhana suatu metoda analisis berarti semakin sedikit parameter gempa yang diperlukan. Akan tetapi, semakin banyak parameter yang diperlukan umumnya akan menghasilkan perkiraan hasil yang semakin akurat. (Irsyam, dkk : 2010).

Berdasarkan statistika catatan gempa yang terjadi pada suatu daerah dalam periode ulang tertentu, maka akan dihasilkan grafik respon struktur terhadap input gempa-gempa tersebut. Grafik yang menggambarkan respon struktur maksimum terhadap spektrum gempa yang diberikan inilah yang menjadi basis analisa respon spektrum. 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*).

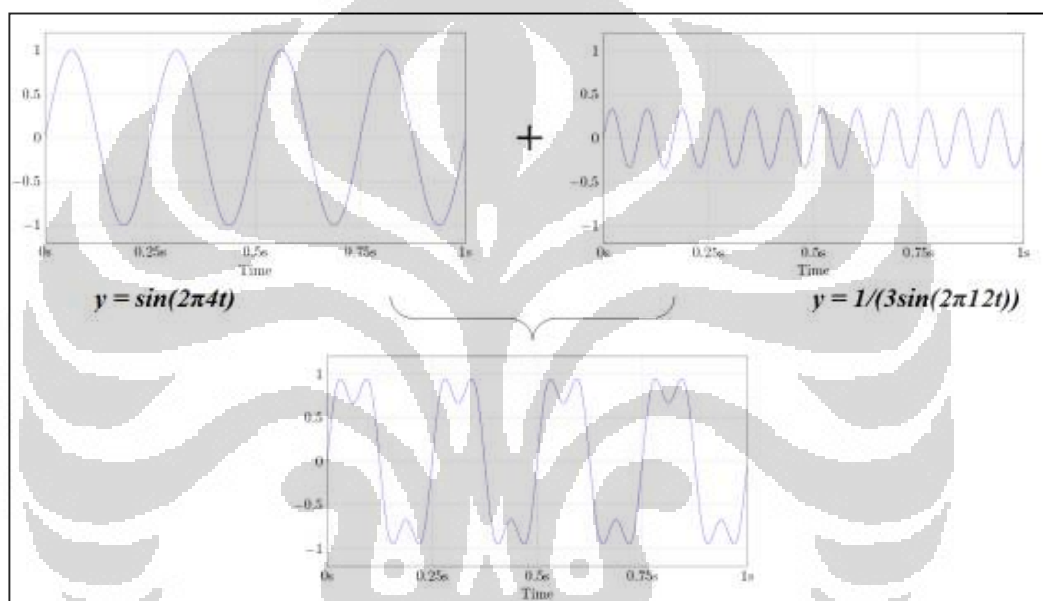


Gambar 2.20. Seismograph dalam *time-domain* dan *frequency-domain*
Sumber : Visone (2010)

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

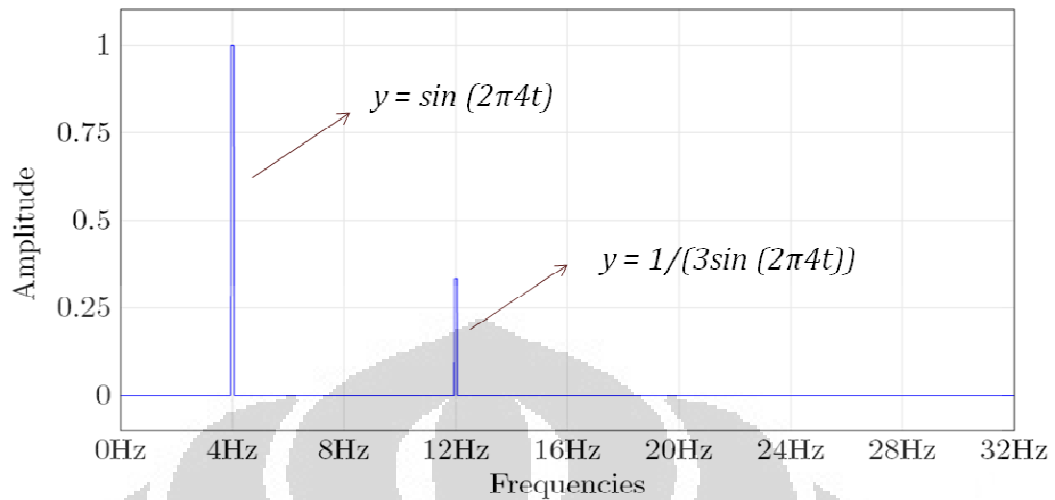
frekuensi 12 Hz. Amplitudo fungsi grafik pertama adalah sebesar 1 satuan dan amplitudo fungsi kedua adalah sebesar 1/3 satuan.

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 2.21. Penggabungan 2 buah grafik sinus (*time-domain*)
Sumber : Visone (2010)

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 2.22. Penggabungan 2 buah grafik sinus (*frequency-domain*)
Sumber : Visone (2010)

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.

2.5 Analisa Dinamik

Analisa dinamik pada jembatan *cable-stayed* merupakan hal yang sangat penting dan dapat menjadi suatu tahap analisa yang paling menentukan terutama untuk jembatan dengan bentang yang sangat panjang. Analisa dinamik ini bertujuan untuk mengetahui frekuensi alami dan mode getar dari struktur. (Walther : 1988).

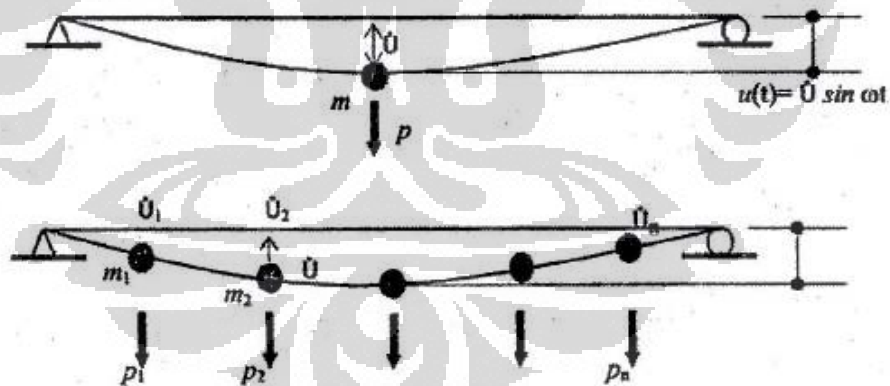
Selanjutnya Walther (1988) menjelaskan ada tiga jenis permasalahan terkait dinamika struktur :

- a. Aspek stabilisasi aerodinamis,
- b. Aspek struktur tahan gempa
- c. Aspek efek psikologis

Akan tetapi, dalam penulisan ini hanya akan dibahas aspek struktur tahan gempa.

2.5.1 Analisa Frekuensi Alami dan *Mode Shape*

Analisa frekuensi alami dilakukan dengan memberikan idealisasi pada struktur dan tetap mendekati perilaku sebenarnya. Idealisasi yang diberikan berupa pengumpulan massa pada titik-titik modal dan menganggap struktur tidak memiliki massa. Idealisasi ini diperlukan agar model matematik dapat diterapkan pada struktur dan memungkinkan dilakukannya analisa yang lebih sederhana.



Gambar 2.23. Idealisasi struktur *lump masses*
Sumber : Walther (1988)

Pada gambar di atas, diketahui sebuah struktur yang telah diidealisasikan dari sebuah struktur berderajat kebebasan banyak yang melakukan osilasi bebas. Persamaan gerak sistem tersebut bila jumlah derajat kebebasan n dapat dituliskan dalam bentuk matriks berikut :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (2.10)$$

Penyelesaian persamaan di atas adalah

$$\{u_{(t)}\} = \{A\}\sin(\omega t + \alpha) \quad (2.11)$$

Atau

$$\{\ddot{u}_{(t)}\} = -\{A\}\omega^2\sin(\omega t + \alpha) \quad (2.12)$$

Dimana,

- $\{A\}$ = matriks karakteristik deformasi
- $[K]$ = matriks kekakuan struktur
- $[M]$ = matriks massa
- ω = frekuensi sudut
- α = sudut fase
- $\{u\}$ = matriks deformasi

Persamaan (2.5) dan (2.6) selanjutnya disubsitusi pada persamaan (2.4) dan diperoleh :

$$(\omega^2[D][M] - [I]).\{A\} = \{0\} \quad (2.13)$$

dan jika dikalikan dengan $[D]^{-1}$ (invers matriks fleksibilitas) diperoleh :

$$(\omega^2[M] - [K]).\{A\} = \{0\} \quad (2.14)$$

Untuk memperoleh *nontrivial solution* harus memenuhi :

$$Det([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (2.15)$$

Penyelesaian persamaan di atas memberikan nilai yang eksak.

Sementara untuk penentuan frekuensi lentur fundamental dapat dilakukan dengan nilai pendekatan sesuai dengan persamaan (Walther, 1988) :

$$f_b = \frac{1.1}{2\pi} \left(\frac{g}{v_{max}} \right)^{1/2} \quad (2.16)$$

dimana v_{max} adalah lendutan maksimum akibat berat sendiri dan g adalah percepatan gravitasi.

2.5.2 Tujuan dan Metode Analisa Dinamik

Tujuan utama dalam menganalisis struktur adalah mengevaluasi perilaku struktur akibat pengaruh beban yang beragam dan menyediakan informasi yang diperlukan untuk perencanaan, seperti gaya, momen, dan *displacement*. Menurut Chen (2003), analisa struktur dapat diklasifikasikan menjadi analisa statik dan analisan dinamik. Analisa statik tidak berkaitan dengan tidak dipengaruhi oleh pembebanan terhadap waktu. Sementara analisa dinamik adalah suatu analisa struktur yang mempertimbangkan berbagai pembebanan dimana besaran, arah, dan posisi adalah berubah-ubah terhadap waktu. Adapun 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 atau arah transversal jembatan. Gaya statik ekuivalen berdasarkan pada periode natural dari *single degree of freedom* (SDOF) dan respon spektra.
- Metode analisa *multi-mode spectral*, dengan mengasumsikan bahwa respon struktur jembatan (gaya-gaya dalam, tegangan, dan *displacement*) didapatkan dengan melakukan kombinasi pada masing-masing respon struktur untuk tiap-tiap mode yang ditentukan dengan menggunakan metode seperti *the compete quadratic combination* (CQC) dan *the square root of the sum of the square* (SRSS)
- Metode analisa *multiple support response spectrum* (MSRS), menyediakan respon spektra dan *displacement* puncak pada struktur degree of freedom

dengan menghitung secara benar untuk variabilitas spatial pada pergerakan tanah, termasuk efek *incoherence*, *wave passage*, dan sebagainya.

- 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.

Menurut SNI-2833-2008 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan) analisis dinamik ini perlu dipertimbangkan untuk tipe jembatan dengan kinerja rumit sebagai berikut:

- bentang utama melebihi 200 m;
- jembatan fleksibel dengan periode panjang yang melebihi 1,5 detik;
- jembatan dengan pilar tinggi yang melebihi 30 m;
- jembatan pelengkung dengan rantai di atas, struktur kabel (*cable-stayed*), jembatan gantung, jembatan yang menggunakan isolasi dasar.

2.5.3 Analisa Dinamik Riwayat Waktu Linier

Respon elastis dari suatu struktur akibat gaya gempa dapat ditentukan dengan analisis modal. Riwayat waktu dari respon tiap ragam karakteristik harus diperoleh terlebih dahulu dan kemudian dijumlahkan untuk memperoleh respon riwayat waktu dari kumpulan massa dengan sistem n derajat kebebasan. Prosedur ini dinamakan analisis riwayat waktu.

Analisa dinamik riwayat waktu linier merupakan suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respon dinamik struktur yang berperilaku elastik penuh terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana pada taraf pembebanan gempa nominal sebagai data masukan, di mana respon dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung atau dapat juga melalui metoda analisis ragam (SNI 1726-2002 – Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung).

Dengan kata lain, analisis linier dinamik memanfaatkan kombinasi catatan gerakan tanah dengan model struktural rinci, sehingga mampu menghasilkan hasil dengan ketidakpastian yang relatif rendah. Dalam analisis dinamik linear, model

struktural rinci dikenakan ke rekaman gerakan tanah (ground-motion) menghasilkan estimasi deformasi komponen untuk setiap derajat kebebasan dalam model dan respon modal yang digabungkan dengan menggunakan skema seperti jumlah-kuadrat-akar (SRRS).

Berdasarkan SNI-2833-2008 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan), dalam menganalisis gempa dengan cara analisis riwayat waktu diperlukan data gempa besar tipikal yang umumnya terjadi di luar lokasi jembatan. Gerakan gempa masukan berupa gelombang akselerasi dengan amplitudo yang dimodifikasi berdasarkan wilayah frekuensi (frequency zone) sehingga sesuai akselerasi standar respon spektra. Gempa tipikal harus dipilih berdasarkan kondisi tanah dan topografi yang serupa dengan lokasi jembatan, sehingga dapat dilakukan modifikasi amplitudo.

Selanjutnya berdasarkan SNI 1726-2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung), akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respon dinamik linier harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

Berdasarkan penjelasan pada Buku "*Bridge Management System*" oleh PU, Rekaman untuk masukan gerakan tanah yang digunakan dalam analisa riwayat waktu harus:

- meliputi paling sedikit 15 detik, atau lima kali waktu getar alami fundamental struktur, dari guncangan tanah yang kuat.
- mempunyai ordinat minimal 90 % dari spektrum rencana pada rangkaian tiga waktu getar alam pertama dari struktur.

2.5.3.1 Persamaan Dasar

Suatu struktur yang dimodelkan sebagai suatu sistem yang terdiri dari sejumlah elemen hingga tanpa masa dan titik kumpulnya, dimana masa dipusatkan, dan sifat-sifat kekakuan dari masing-masing elemen dan besarnya masa disetiap titik kumpul merupakan besaran yang diketahui, maka sistem demikian disebut dengan sistem masa terpusat majemuk dengan banyak derajat kebebasan (multi-degree-of-freedom (MDOF)).

Menurut Chopra (1997), keseimbangan dinamik pada sistem di atas sebagai fungsi dari waktu dapat dinyatakan pada persamaan berikut :

$$F(t)_I + F(t)_D + F(t)_S = p(t) \quad (2.17)$$

Dimana vektor-vektor gaya dinamik pada saat t dalam persamaan 3.1 adalah :

- $F(t)_I$ = vektor gaya-gaya inersia yang bekerja pada massa di masing-masing titik kumpul
- $F(t)_D$ = vektor gaya-gaya redaman
- $F(t)_S$ = vektor gaya-gaya intenal yang bekerja di dalam struktur
- $p(t)$ = vektor gaya-gaya eksternal yang bekerja pada struktur

Jika struktur bangunan dikenakan gaya luar yang berupa beban dinamik, maka ada tiga komponen gaya yang melawan beban dinamik tersebut, yaitu:

- Gaya inersia (kelembaman) yang merupakan perkalian massa dan percepatan struktur.
- Gaya redaman yang merupakan perkalian koefisien redaman dan kecepatan struktur
- Gaya elastik yang merupakan perkalian kekakuan dan lendutan (*displacement*) struktur.

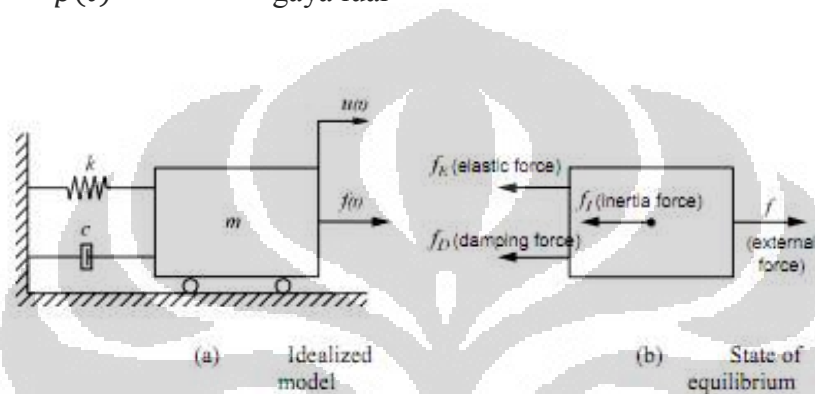
Sehingga persamaan 3.1 menjadi :

$$[M]\{\ddot{u}_t\} + [C]\{\dot{u}_t\} + [K]\{u_t\} = p(t) \quad (2.18)$$

dimana :

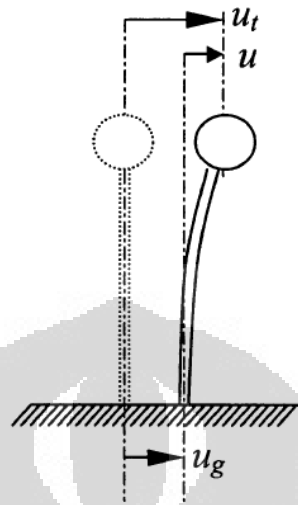
Universitas Indonesia

- $[M]$ = matriks massa
- $[C]$ = matriks redaman
- $[K]$ = matriks kekakuan
- $\ddot{u}_t, \dot{u}_t, u_t$ = besaran mutlak (absolut) dari simpangan, kecepatan, dan percepatan titik-titik massa.
- $p(t)$ = gaya luar



Gambar 2.24. Modelisasi analisa dinamik
Sumber : Chopra (1997)

Untuk pembebanan gempa, tidak ada gaya-gaya luar $p(t)$ yang bekerja, melainkan gerakan tanah pada fondasinya dengan komponen simpangan $u(t)_{ig}$ dalam masing-masing arah-i diketahui besarnya. Oleh karena itu, pers. (1) dapat ditulis dalam besaran-besaran relatif, yaitu simpangan $u(t)$, kecepatan $\dot{u}(t)$ dan percepatan $\ddot{u}(t)$ titik-titik msa relatif terhadap ke tiga komponen gerakan tanah.



Gambar 2.25. Pergerakan gempa pada sistem SDOF
Sumber : chen (2003)

Sehingga persamaan dinamik gempa menjadi :

$$[M]\{\ddot{u}_t\} + [C]\{\dot{u}_t\} + [K]\{u_t\} = P_{eff}(t) \quad (2.19)$$

Dimana

$$P_{eff}(t) = -[M]\ddot{u}_{ig}(t) \quad (2.20)$$

di mana $\{i\}$ adalah vektor arah gempa sesuai dengan DoF yang ditinjau dan \ddot{u}_g adalah percepatan tanah akibat gempa.

Respon kinematik struktur yang berupa lendutan, kecepatan dan percepatan struktur didapat dengan menyelesaikan persamaan dinamik. Sebelum menyelesaikan persamaan dinamik, perlu dilakukan modelisasi massa kekakuan dan redaman struktur untuk mendapatkan matriks massa, kekakuan dan redaman struktur.

2.5.3.2 Analisis Modal

Untuk mengembangkan prosedur *modal analysis*, distribusi gaya s diperluas sebagai summasi distribusi gaya modal inersia s_n :

$$mu = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad (2.21)$$

Dimana ϕ_n adalah vibrasi alami moda ke n dari struktur dan

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad L_n = \phi_n^T m u \quad M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad (2.22)$$

Gaya gempa efektif bisa dinyatakan sebagai berikut :

$$P_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N P_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.23)$$

Komponen mode ke n dari $P_{eff}(t)$ dan s adalah

$$P_{eff}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad s_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (2.24)$$

2.5.3.3 *History Analysis* dari Respon Modal

Pada analisis dinamik jembatan *cable stayed* ini gerakan tanah dianggap terjadi serempak dan seragam pada semua tumpuan jembatan dan struktur masih berperilaku elastik. Analisis ragam dimulai dengan analisis vibrasi tanpa redaman untuk menentukan ragam-ragam vibrasi bebas dengan frekuensi alami yang bersangkutan.

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

$$[M]\{\ddot{u}_t\} + [K]\{u_t\} = 0 \quad (2.25)$$

Getaran bebas pada suatu sistem tanpa redaman pda satu bentuk vibrasi alaminya, bisa dideskripsikan secara matematik sebagai berikut :

$$u(t) = q_n(t)\phi_n \quad (2.26)$$

Dimana :

- $q_n(t)$ = lendutan harmonik (*time dependent*)
- ϕ_n = vektor fungsi bentuk (*time in-dependent*)

Dimana $q_n(t)$ dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.27)$$

Dengan ω_n adalah frekuensi vibrasi alami dan ζ_n adalah rasio redaman untuk mode n^{th} . Solusi $q_n(t)$ pada persamaan 3.7 diberikan sebagai berikut :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (2.28)$$

Dimana $D_n(t)$ dikembangkan dari persamaan gerak untuk sistem linear SDF, dengan karakteristik getaran – frekuensi alami ω_n dan rasio redaman ζ_n – dari n derajat kebebasan MDF, sehingga jika diperlakukan terhadap $\ddot{u}_g(t)$:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.29)$$

Substitusi persamaan 3.8 pada persamaan 3.6 memberikan nilai *displacement* $u(t)$ adalah

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.30)$$

Sehingga kontribusi moda ke- n $r_n(t)$ terhadap setiap kuantitas respon $r_n(t)$ ditentukan dalam persamaan sebagai berikut :

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (2.31)$$

2.5.3.4 Analisis Riwayat Waktu pada *Software* Midas Civil

Modal superposition method merupakan metode yang digunakan pada software MIDAS/Civil untuk analisis riwayat waktu. Dalam metode ini, untuk mendapatkan respon *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:

$$[C] = [\alpha M] + [\beta K] \quad (2.32)$$

Kemudian berdasarkan persamaan keseimbangan dinamis umum sebagai berikut :

$$M\Phi_n\ddot{q}(t) + C\Phi_n\dot{q}(t) + K\Phi_nq(t) = F(t) \quad (2.33)$$

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

$$\Phi_n^T M \Phi_n \ddot{q}(t) + \Phi_n^T C \Phi_n \dot{q}(t) + \Phi_n^T K \Phi_n q(t) = \Phi_n^T F(t) \quad (2.34)$$

Karena sifat ortogonalitas, dimana $K_n = \Phi_n^T K \Phi_n$; $M_n = \Phi_n^T M \Phi_n$; dan $C=0$, maka persamaan di atas menjadi :

$$M_n \ddot{q}(t) + K_n q(t) = F_n(t) \quad (2.35)$$

Dimana :

- α, β = koefisien Reyleigh

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.

2.5.4 Respon Dinamik dan Eksitasi Periodik

Getaran adalah gerakan bolak-balik dalam suatu interval waktu tertentu. Getaran berhubungan dengan gerak osilasi benda dan gaya yang berhubungan dengan gerak tersebut. Semua benda yang mempunyai massa dan elastisitas mampu bergetar, jadi kebanyakan mesin dan struktur rekayasa (engineering) mengalami getaran sampai derajat tertentu dan rancangannya biasanya memerlukan pertimbangan sifat osilasinya.

Ada dua kelompok getaran yang umum yaitu :

- 1) Getaran Bebas.

Getaran bebas terjadi jika sistem beresilasi karena bekerjanya gaya yang ada dalam sistem itu sendiri (inherent), dan jika ada gaya luar yang bekerja. Sistem yang bergetar bebas akan bergerak pada satu atau lebih

frekuensi naturalnya, yang merupakan sifat sistem dinamika yang dibentuk oleh distribusi massa dan kekuatannya. Semua sistem yang memiliki massa dan elastisitas dapat mengalami getaran bebas atau getaran yang terjadi tanpa rangsangan luar.

2) Getaran Paksa.

Getaran paksa adalah getaran yang terjadi karena rangsangan gaya luar, jika rangsangan tersebut beresilasi maka sistem dipaksa untuk bergetar pada frekuensi rangsangan. Jika frekuensi rangsangan sama dengan salah satu frekuensi natural sistem, maka akan didapat keadaan resonansi dan osilasi besar yang berbahaya mungkin terjadi. Kerusakan pada struktur besar seperti jembatan, gedung ataupun sayap pesawat terbang, merupakan kejadian menakutkan yang disebabkan oleh resonansi. Jadi perhitungan frekuensi natural merupakan hal yang utama.

2.5.4.1 Getaran Bebas Tereadam

Persamaan getaran bebas pada struktur SDF dengan redaman sebagai berikut :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.36)$$

Jika persamaan di atas dibagi dengan m, memberikan

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = 0 \quad (2.37)$$

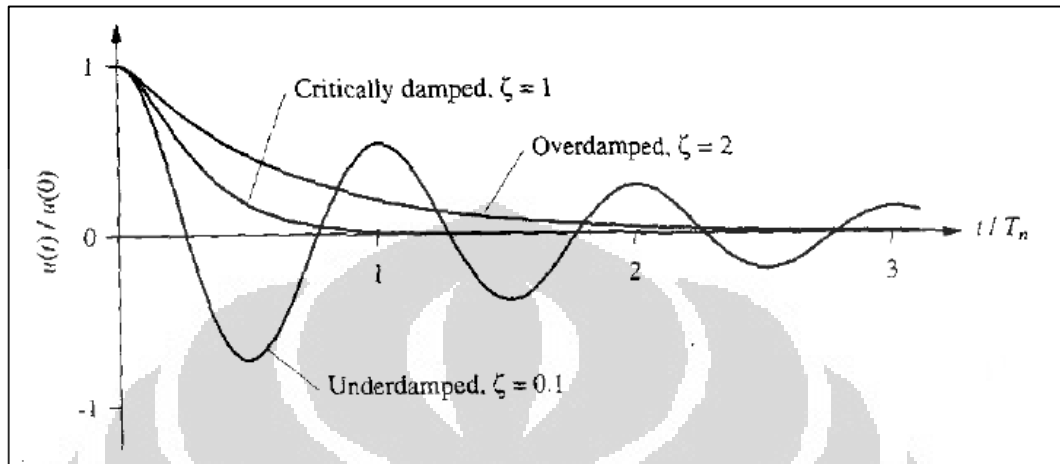
Dimana $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$, maka

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (2.38)$$

Sehingga

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n} \quad (2.39)$$

Dimana c_{cr} merupakan koefisien redaman kritis dan ζ adalah rasio redaman.



Gambar 2.26. Getaran bebas dari sistem tidak teredam
Sumber : Chopra (1997)

Gambar di atas menunjukkan plot dari gerakan $u(t)$ sebagai akibat *displacement* awal $u(0)$ untuk tiga jenis nilai ζ yang berbeda. Jika $c = c_{cr}$ atau $\zeta = 1$, sistem akan kembali pada posisi seimbangnya tanpa berosilasi. Jika $c > c_{cr}$ atau $\zeta > 1$, sistem tidak akan berosilasi juga dan akan kembali pada posisi seimbang, akan tetapi dengan laju yang lebih rendah. Akan tetapi, jika $c < c_{cr}$ atau $\zeta < 1$, sistem akan berosilasi dengan posisi seimbangnya dimana terjadinya penurunan amplitude secara bertahap.

2.5.4.2 Underdamped System

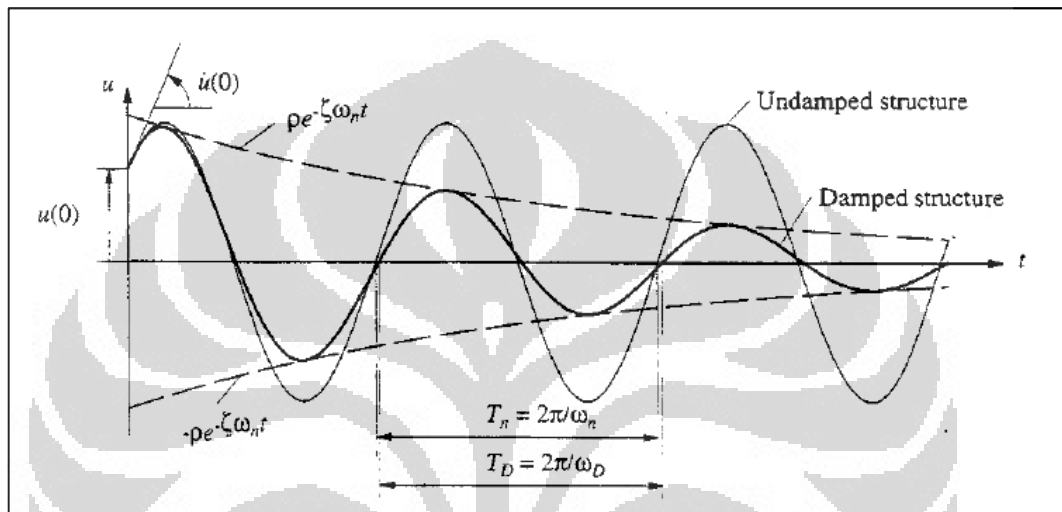
Persamaan $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$ ketika dianalisis untuk kondisi awal untuk sistem dengan $c < c_{cr}$ atau $\zeta < 1$ sebagai berikut :

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left[u(0) \cos \omega_D t + \left(\frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D} \right) \sin \omega_D t \right] \quad (2.40)$$

Dimana

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (2.41)$$

Persamaan di atas di plot pada grafik di bawah ini untuk rasio redaman $\zeta = 0.05$ atau 5 %.



Gambar 2.27. Efek redaman pada getaran bebas
Sumber : Chopra (1997)

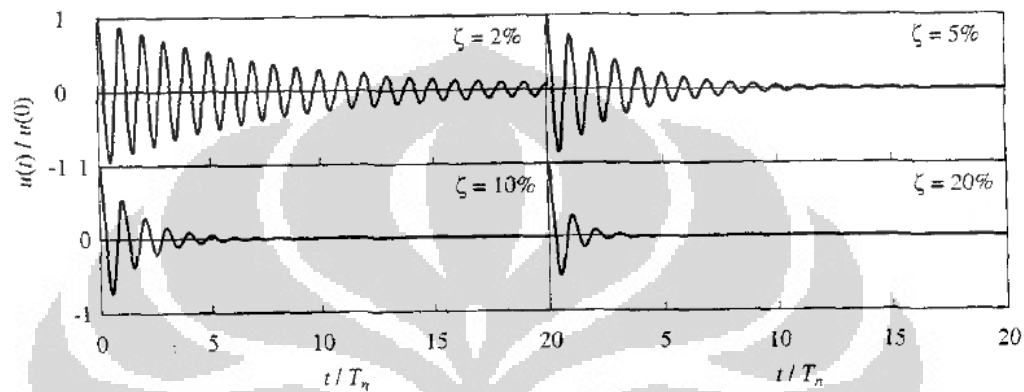
Persamaan (2.40) dan gambar (2.27) mengindikasikan bahwa frekuensi alami dari getaran teredam adalah ω_D yang dihubungkan dengan persamaan (2.41) terhadap frekuensi alami ω_n dari sistem tanpa redaman. Adapun periode alami dari getaran teredam, $T_D = 2\pi / \omega_D$ yang dihubungkan terhadap periode alami T_n menjadi

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \quad (2.42)$$

Dari gambar di atas diketahui bahwa amplitudo *displacement* pada sistem tanpa redaman adalah sama untuk semua siklus getaran, akan tetapi untuk sistem teredam akan berosilasi dengan amplitudo, dimana akan menurun dengan setiap siklus dari getaran.

Redaman memiliki efek menurunkan frekuensi alami dari ω_n menjadi ω_D dan akan menaikkan periode natural T_n menjadi T_D .

Berikut ini contoh getaran bebas dari sistem dengan berbagai nilai redaman.



Gambar 2.28. Getaran bebas pada sistem dengan redaman yang berbeda
Sumber : Chopra (1997)

2.5.4.3 Getaran Dinamik dengan *Viscous Damping*

Respon Untuk $\omega = \omega_n$

Persamaan getaran untuk getaran dinamik dengan *viscous damping* adalah

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_o \sin \omega t$$

Untuk $\omega = \omega_n$, maka nilai $C = 0$ dan $D = -(u_{st})_o \frac{1}{2\zeta}$, pada persamaan

$$u_p(t) = C \sin \omega t + D \cos \omega t$$

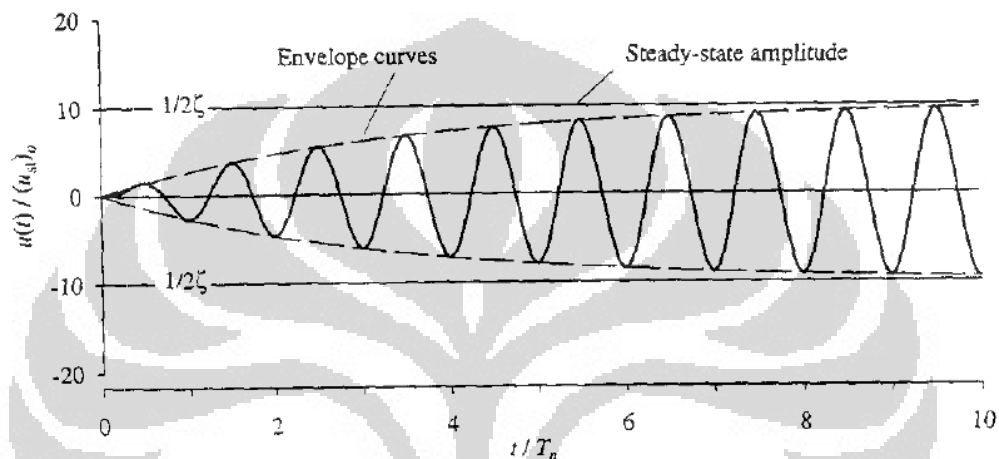
Adapun solusi pelengkap dari getaran bebas diberikan pada persamaan berikut :

$$u_c(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t)$$

Dimana $A = (u_{st})_o \frac{1}{2\zeta}$ dan $B = \frac{(u_{st})_o}{2\sqrt{1-\zeta^2}}$, sehingga persamaan menjadi :

$$u(t) = (u_{st})_o \frac{1}{2\zeta} \left[e^{-\zeta\omega_n t} \left(\cos \omega_D t + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \omega_D t \right) - \cos \omega_n t \right]$$

Berikut gambar grafik dari sistem teredam dengan rasio redaman = 0.05 pada kondisi $\omega = \omega_n$, $u(0) = \dot{u}(0) = 0$.



Gambar 2.29. Respon sistem teredam dengan rasio redaman = 0.05 pada kondisi $\omega = \omega_n$, $u(0) = \dot{u}(0) = 0$.

Sumber : Chopra (1997)

2.5.5 Frekuensi Resonansi dan Respon Resonansi

Frekuensi resonansi didefinisikan sebagai frekuensi gaya yang menyebabkan terjadinya respon amplitudo terbesar. Untuk $\zeta < 1/\sqrt{2}$, maka *displacement resonant frequency* adalah $\omega_n \sqrt{1 - 2\zeta^2}$. Untuk struktur tanpa redaman, maka frekuensi resonan sama dengan frekuensi natural ω_n dari struktur. Sementara untuk struktur teredam, maka frekuensi natural $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - 2\zeta^2}$.

Resonansi yang terjadi pada bangunan yang bergetar merupakan masalah di dalam desain, karena dapat menyebabkan kerusakan atau keruntuhan dari struktur bangunan. Untuk mempelajari fenomena resonansi, akan ditinjau suatu benda yang digantung dengan pegas (sistem benda-pegas) dan diberi

gangguan pada tumpuannya, seperti terlihat pada gambar di bawah ini. Jika benda tersebut ditarik sehingga terjadi simpangan kemudian dilepaskan, maka akan terjadi getaran bebas pada benda tersebut. Waktu getar alami dari getaran ini dapat dihitung dari rumus umum $T=2\pi/\sqrt{(W/gk)}$, dimana W adalah berat benda, g adalah percepatan gravitasi, dan k adalah konstanta pegas yang merupakan karakteristik deformasi dari pegas.

Jika tumpuan dari benda tersebut digerakkan ke atas dan ke bawah, maka akan terjadi salah satu dari fenomena berikut ini. Apabila gerakan osilasi yang diberikan sangat lambat (yaitu waktu getarnya panjang), benda tersebut akan bertanslasi mengikuti gerakan tumpuannya. Sebaliknya, apabila gerakan osilasi yang diberikan sangat cepat, maka benda tersebut akan relatif diam, karena adanya gaya inersia sebagai akibat adanya gerakan cepat dari tumpuan.

Suatu keadaan kritis dapat terjadi jika waktu getar osilasi yang diberikan, sama besar dengan waktu getar sistem benda-pegas. Dalam hal ini osilasi yang diberikan akan menyebabkan benda mulai bergetar ke atas dan ke bawah. Jika osilasi ini terus terjadi, amplitudo gerak getaran akan terus-menerus bertambah. Dengan demikian, perpanjangan dan perpendekkan yang relatif datar ini dapat sangat jauh lebih besar daripada osilasi semula yang diberikan. Sebagai akibatnya, osilasi yang terjadi akan menjadi sangat besar.

BAB 3

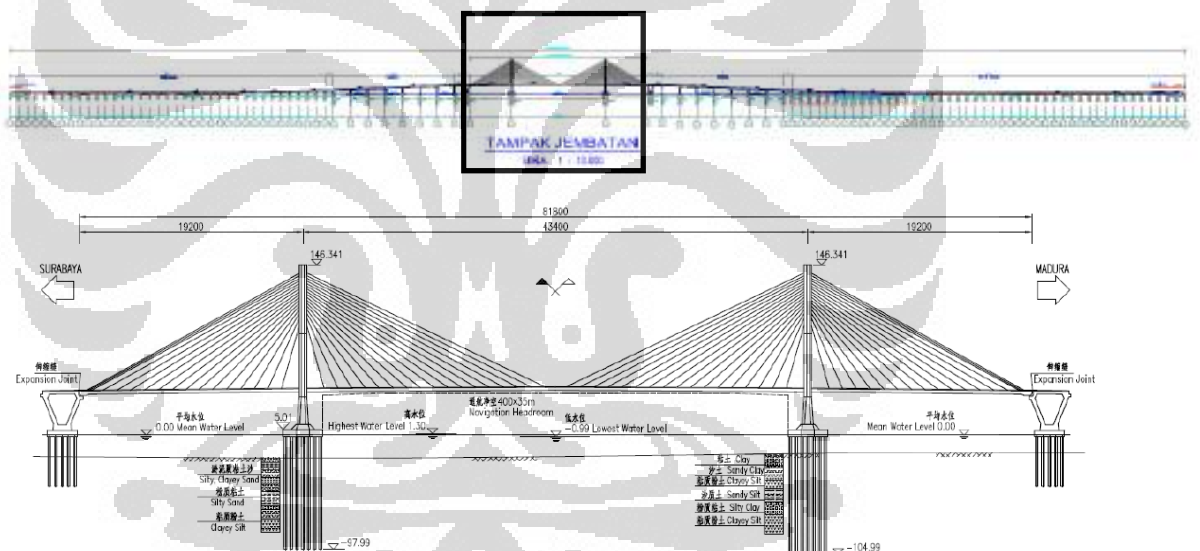
METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Struktur Jembatan Suramadu

3.1.1 Geometri Jembatan Kabel Suramadu

1) Gambaran Umum

Jembatan Suramadu memiliki panjang total 5.44 km termasuk *main bridge*, *approach bridge*, dan *causeway*. Sementara bagian *main bridge* memiliki total bentang 818 m dengan konfigurasi 192 m + 434 m + 192 m seperti ditunjukkan pada gambar di bawah ini. Jembatan utama ini terdiri dari gelagar baja dan pelat beton komposit dengan dua pilon dan dua bidang kabel. (Dokumen Consortium of Chinese Contractors).



Gambar 3.1. Potongan memanjang Suramadu
Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

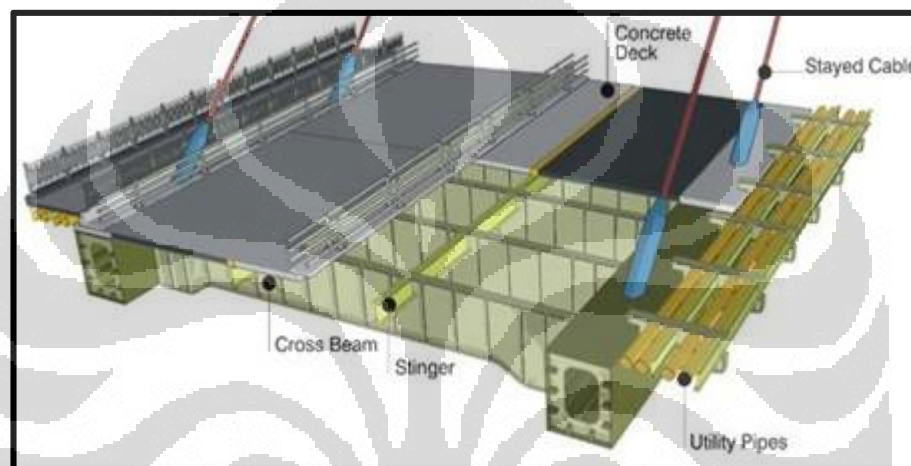
2) Spesifikasi Teknik

- Panjang Total Jembatan : 5.44 km
- Lebar Jembatan : 2 x 15 m
- Total Lebar *Carriageway* : 2 x 9,75 m

- Lebar Lajur Sepeda Motor : 2 x 3,05 m

3) Gelagar dan Pelat

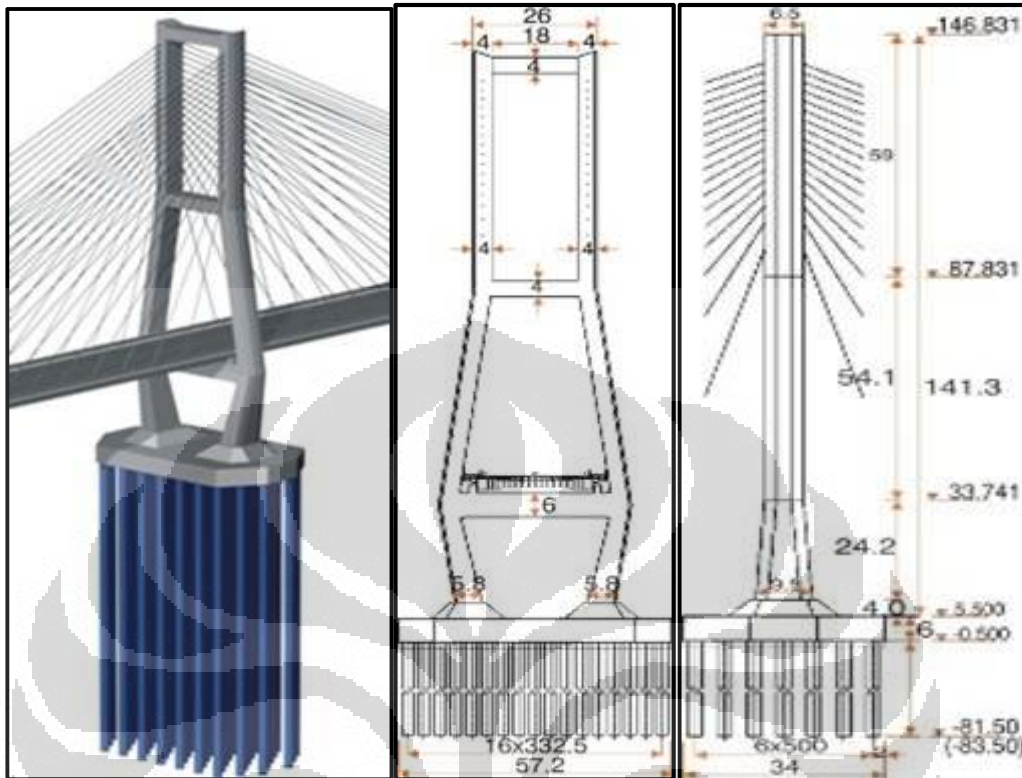
Gelagar dari jembatan Suramadu ini merupakan tipe baja dengan jumlah gelagar untuk bentang tepi sebanyak 17 buah dan bentang tengahnya berjumlah 18 buah. Sementara pelat pada jembatan ini merupakan jenis pelat beton pracetak.



Gambar 3.2. Penampang jembatan kabel Suramadu
Sumber : Zarkasi (2009)

4) Pilon dan Kabel

Pilon atau menara dari jembatan Suramadu terbuat dari beton. Pilon jembatan berjumlah dua dengan jarak 434 m satu sama lain dengan jumlah kabel untuk bentang tengah dan tepi berjumlah 17 buah dengan section/dimensi yang berbeda-beda. Adapun tinggi pilon adalah 141.3 m.



Gambar 3.3. Pilon dan kabel dari jembatan kabel Suramadu
 Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

5) Karakteristik Struktur Jembatan Suramadu

- Total panjang struktur 818 m
- Panjang bentang 192 m, 434 m, dan 192 m
- Lebar Jembatan 2 x 15.0 m
- Tinggi menara pada bentang utama 146.3 m
- Jumlah kabel 17 buah
- Jumlah gelagar untuk bentang tepi 17 buah dan bentang tengah 18 buah

3.1.2 Propertis Material dan Dimensi Penampang

A. Pilon

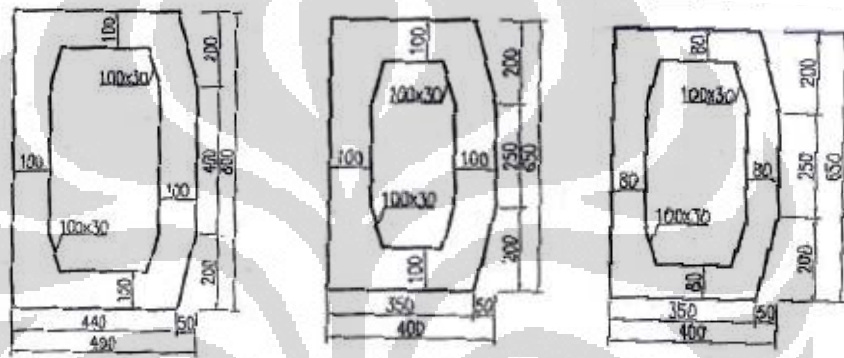
a) Propertis Material

- Kode beton : C50

Universitas Indonesia

- Modulus Elastisitas (E_c) : $3,45 \times 10^4$ MPa
- *Poisson's Ratio* (ν) : 0,2
- Koefisien Muai Panjang : $1,0 \times 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$)
- Berat Jenis (γ_c) : $25,0$ kN/m³
- Standar Tegangan Aksial Tekan dan Lentur : 32,4 Mpa
- Standar Tegangan Aksial Tarik (f_{tk}) : 2,65 Mpa

b) Dimensi Pilon



Gambar 3.4. Dimensi pilon jembatan Suramadu
Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

B. Gelagar

a) Propertis Material

- Kode baja : Q345 C
- Modulus Elastisitas (E_c) : $2,1 \times 10^5$ MPa
- *Poisson's Ration* (ν) : 0,3
- Koefisien Muai Panjang : $1,20 \times 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$)
- Berat Jenis : $78,5$ kN/m³

b) Dimensi Gelagar

Dimensi gelagar pada jembatan Suramadu ini dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 3.1. Dimensi gelagar jembatan Suramadu

Kategori Penampang	Kode	Ketebalan flange atas (mm)	Ketebalan flange bawah (mm)	Ketebalan web (mm)
1	SB0 → SB1 MB0 → MB1	32	50	32
2	SB2 → SB14 MB2 → MB14	32	40	28
3	SB15	32	40	28
4	SB16	32	40	28
5	MB15 → MB18	32	32	24

Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

C. Kabel

a) Propertis Material

- Jenis Kabel : $f_{pk} = 1670$ MPa
- Modulus Elastisitas (E_c) : $2,05 \times 10^5$ MPa
- *Poisson's Ration* (ν) : 0,3
- Koefisien Muai Panjang : $1,20 \times 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$)
- Berat Jenis (γ_s) : $84,0$ kN/m³

b) Dimensi Kabel

Dimensi kabel jembatan Suramadu terdiri dari 17 buah kabel untuk bentang samping dan bentang tengahnya. Untuk bentang samping dengan kode SC1 – SC17, untuk bentang tengah dengan kode MC1 – MC17, sedangkan untuk kabel sementara digunakan kabel dengan kode C0.

Berikut tabel dari dimensi kabel :

Tabel 3.2. Dimensi kabel jembatan Suramadu

No. Kabel	Jumlah Φ 7mm steel wires	Luas steel wires (mm ²)	No. Kabel	Jumlah Φ 7 mm steel wire	Luas steel wires (mm ²)
SC17	313	12045.7	MC17	211	8120.2
SC16	313	12045.7	MC16	127	4887.5
SC15	283	10891.1	MC15	127	4887.5
SC14	283	10891.1	MC14	163	6273
SC13	241	9274.8	MC13	163	6273
SC12	241	9274.8	MC12	187	7196.6
SC11	211	8120.2	MC11	187	7196.6
SC10	211	8120.2	MC10	187	7196.6
SC9	211	8120.2	MC9	211	8120.2
SC8	187	7196.6	MC8	211	8120.2
SC7	187	7196.6	MC7	211	8120.2
SC6	187	7196.6	MC6	241	9274.8
SC5	163	6273	MC5	241	9274.8
SC4	163	6273	MC4	283	10891.1
SC3	127	4887.5	MC3	283	10891.1
SC2	127	4887.5	MC2	283	10891.1
SC1	211	8120.2	MC1	283	10891.1
C0	163	6273			

Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

D. Pelat

a) Propertis Material

- Kode beton : C60
- Modulus Elastisitas (E_c) : $3,60 \times 10^4$ MPa
- *Poisson's Ration* (ν) : 0,2

Universitas Indonesia

- Koefisien Muai Panjang : $1,0 \times 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$)
 - Berat Jenis (γ_c) : $25,0 \text{ kN/m}^3$
- b) Dimensi Pelat
- Tebal pelat beton pracetak : 250 mm
 - Tebal pelat beton cor di tempat : 270 mm

3.2 Konstruksi Bertahap Jembatan Kabel Suramadu

3.2.1 Pembebanan Struktur dalam Tahap Konstruksi

Beban-beban yang dianalisis pada saat pelaksanaan konstruksi jembatan Suramadu terdiri dari berat sendiri elemen struktur, beban mati tambahan, dan berat dari alat pengangkat struktur (crane). Sementara beban angin tidak diperhitungkan.

a. Berat Sendiri Elemen Struktur (DL)

Berat sendiri elemen struktur terdiri dari berat sendiri dari elemen struktur pylon, gelagar, kabel, dan pelat.

b. Beban mati tambahan (SIDL)

Tabel 3.3. Beban mati tambahan

No.	Items	Weight (kN/m)
1	<i>Asphaltum concrete paving on carriageway</i>	35.88
2	<i>Asphaltum concrete paving motorcycle way</i>	7.01
3	<i>Outer side balustrades of motorcycle way</i>	0.72
4	<i>Inner side balustrades of motorcycle way</i>	0.64
5	<i>Side parapets of carriageway</i>	1.16
6	<i>Central parapets of carriageway</i>	1.16
7	<i>Concrete base of Outer side balustrades of motorcycle way</i>	5
8	<i>Concrete base of parapets on main gelagar</i>	25.04
9	<i>Concrete base of central parapets of carriageway</i>	3.76
10	<i>Pipes of facilities at motorcycle way</i>	14

11	<i>Steel girders of motorcycle way</i>	15.14
----	--	-------

Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

c. Berat dari alat pengangkat (crane) sebesar 800 kN (CEL)

Adapun kombinasi pembebanan sesuai dengan JGT D60-2004 yang terdapat pada untuk analisa konstruksi bertahap jembatan Suramadu sebagai berikut :

$$1.0 (DL + SIDL) + 1.0 (CEL) \quad (3.1)$$

Dimana :

- DL = *Dead Load*
- SIDL = *Superimposed Dead Load*
- CEL = *Construction Equipment Load*

Selanjutnya akibat pengaruh beban gempa akan dipertimbangkan dalam tahap konstruksi sehingga kombinasi pembebanan menjadi :

$$1.0 (DL + SIDL) + 1.0 (CEL) + 1.0 (EQ) \quad (3.2)$$

Dimana EQ adalah beban gempa.

3.2.2 Batas Tegangan dan Lendutan pada Tahap Konstruksi

A. Batas Tegangan Elemen Baja

Menurut "*Structural steel for bridge (GB/T 714-2000)*", karakteristik teknik dari struktur baja untuk jembatan yang digunakan oleh jembatan Suramadu sebagai berikut :

Tabel 3.4. Karakteristik teknik dan mekanik dari baja Q345q C

Material	Ketebalan (mm)	Tegangan Leleh (MPa)	Tegangan Putus (MPa)	Tegangan Izin Normal Aksial (MPa)	Tegangan Izin Normal Lentur (MPa)
		Tidak lebih dari			
Baja	≤ 16	345	510	202.9	213.1

	>16~35	325	490	191.2	200.7
	>35~50	315	470	185.3	194.6
	>50~100	305	470	179.4	188.4

Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

B. Batas Tegangan Elemen Beton

Berdasarkan JTG D62-2004, batas tegangan elemen beton sebagai berikut :

Untuk tegangan tekan pada ujung lokasi tekan :

$$\sigma'_{cc} \leq 0.80 f'_{ck} \quad (3.3)$$

Untuk tegangan tarik :

$$\sigma'_{tp} \leq f'_{tk} \quad (3.4)$$

dimana :

f'_{ck} : standar kekuatan tekan aksial dari beton pada tahap konstruksi

f'_{tk} : standar kekuatan tarik aksial dari beton pada tahap konstruksi

C. Batas Tegangan Kabel

Nilai batas tegangan kabel sebesar 1670 MPa

D. Batas Lendutan

Adapun batas lendutan untuk bentang utama jembatan adalah

$$\Delta \leq \frac{1}{400} L, \text{ dimana } L = 434 \text{ m} \quad (3.5)$$

3.2.3 Gaya Kabel Jembatan

Gaya kabel jembatan yang digunakan untuk analisa pemodelan jembatan Suramadu berdasarkan data tabel di bawah ini. Dimana setiap elemen kabel yang menarik beban dari gelagar jembatan mempunyai nilai gaya tarik yang berbeda-beda.

Tabel 3.5. Data gaya kabel jembatan

No. Kabel	Gaya Kabel (kN)		
	Tension 1 (T1)	Tension 2 (T2)	Completion

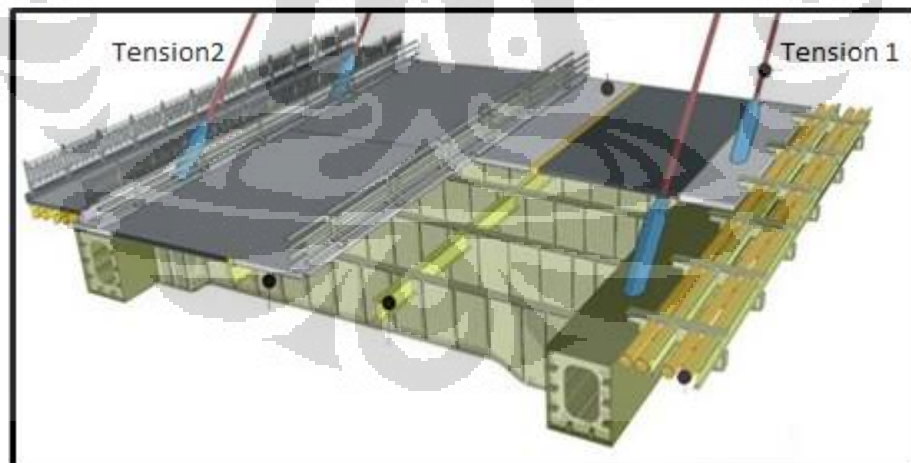
Universitas Indonesia

SC17	1744.20	4301.20	5603.78
SC16	1684.80	4143.90	5417.20
SC15	1613,80	3989.30	4992.29
SC14	1651.40	3542.40	4997.79
SC13	1600.50	3183.60	4144.04
SC12	1543.30	2933.70	4129.65
SC11	1481.40	2777.80	3841.58
SC10	1248.40	2424.50	3684.21
SC9	1195.90	2726.60	4385.17
SC8	1127.50	2574.00	3922.26
SC7	1068.70	2522.00	3596.41
SC6	998.70	2222.90	3212.55
SC5	937.00	2168.00	2903.42
SC4	876.50	1918.60	2671.65
SC3	814.20	1762.40	2288.46
SC2	764.60	1664.40	2303.41
SC1	1091.70	2622.70	3833.66
C0	1976.80		3013.46
MC1	1086.70	2622.50	3821.22
MC2	759.60	1664.30	2276.90
MC3	809.10	1812.00	2326.56
MC4	871.40	1918.30	2637.77
MC5	931.80	2217.50	2934.72
MC6	993.50	2222.50	3157.05
MC7	1058.50	2421.90	3318.38
MC8	1117.30	2573.50	3668.23
MC9	1185.50	2775.20	4105.53

MC10	1244.30	2628.20	4121.85
MC11	1299.70	2777.90	4191.87
MC12	1363.00	2784.10	4479.41
MC13	1418.50	2934.00	4400.16
MC14	1474.40	3042.20	4782.78
MC15	1432.00	3241.90	4696.46
MC16	1481.40	3543.70	5244.69
MC17	1527.00	3847.70	5641.84

Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

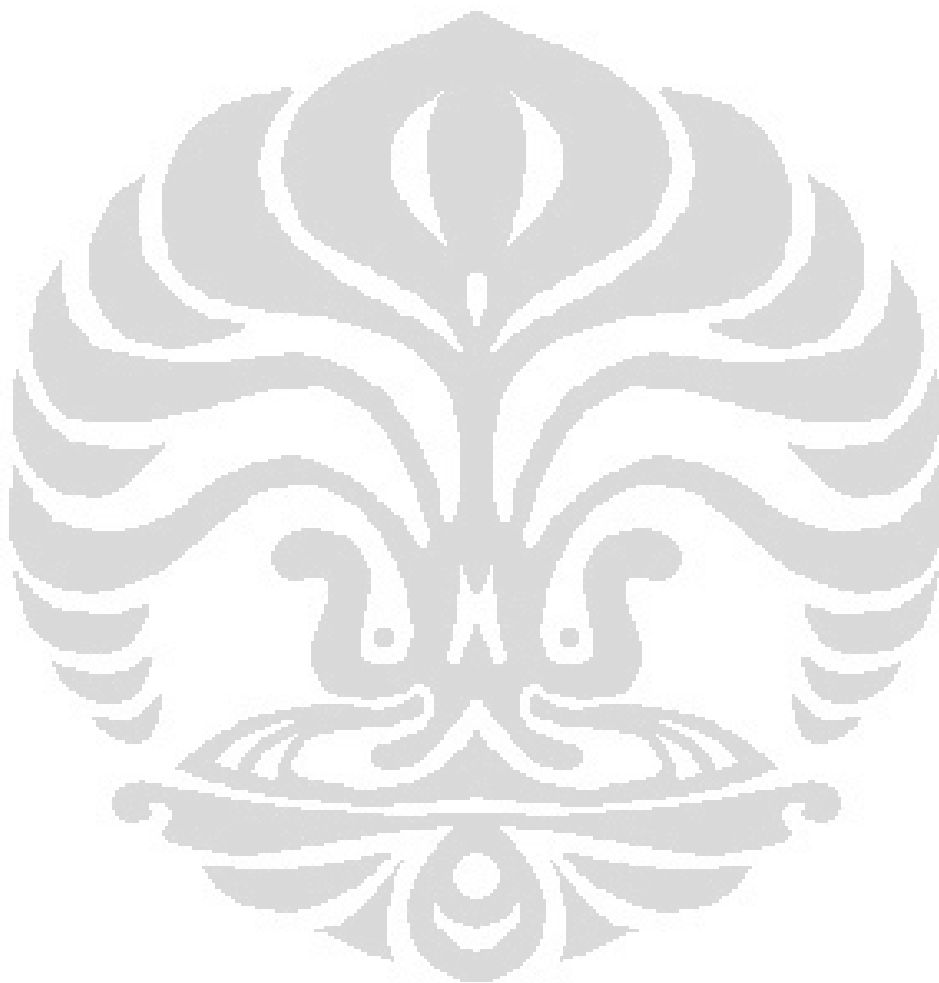
Berdasarkan tabel di atas, maka dapat diketahui bahwa penarikan kabel dilakukan dalam dua tahap yaitu *tension 1* dan *tension 2*. *Tension 1* merupakan penarikan kabel jembatan akibat berat sendiri dari struktur (*box gelagar*, balok lantai, *stringer*). Sedangkan *tension 2* merupakan penarikan kabel jembatan setelah diberikan beban dari pelat jembatan. Adapun ilustrasi dari penarikan kabel ini, dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 3.5. Ilustrasi penarikan kabel
Sumber : Zarkasi (2009)

3.2.4 Tahapan Konstruksi Jembatan

Dalam tahap pelaksanaan konstruksi jembatan *cable stayed* Suramadu ini terdiri dari 89 langkah pekerjaan dengan 18 segmen dan tahap pelengkap. Lebih rinci mengenai tahapan konstruksi ini, dapat dilihat pada tabel di bawah ini dan pada gambar yang terdapat pada lampiran.



Tabel 3.6. Tahap pelaksanaan dan analisis jembatan kabel Suramadu

Item Konstruksi	Langkah	Deskripsi	Waktu (D)	Akumulasi Waktu (D)	Data CCC	Asumsi
	2	Konstruksi pylon, pier sementara, dan V pier	300	540		Pier sementara dipasang pada LB0 dan segmen gelagar 10 (tepi)
Segmen 0 dan 1	3	Angkat segmen gelagar baja 0 dan 1, sementara kencangkan antara <i>low cross beam</i> dari pylon dan gelagar utama LBO	4	544	700 kN	
	4	Tarik kabel simetris SC1 dan MC1 untuk pertama kali	1	545	109.1 kN; 1086.7 kN	
	5	Angkat dan pasang pelat dek pracetak dari segmen 0 dan 1 pada gelagar baja	2	547	800 kN	
	6	Tarik kabel simetris SC1 dan MC1 untuk yang kedua	1	548	2622.7 kN; 2622.5 kN	
Segmen 2	7	Pasang peralatan angkat di segmen 1	2	550	800 kN	
	8	Angkat gelagar simetris baja segmen 2	1	551	700 kN	
	9	Pasang gelagar baja dari segmen 2 dan tarik kabel simetris SC2 dan MC2 untuk pertama kali	1	552	764.6 kN; 759.6 kN	
	10	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 2 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	554	800 kN	
	11	Tarik kabel simetris SC2 dan MC2 untuk yang kedua	1	555	1664.6 kN; 1664.3 kN	
Segmen 3	12	Angkat gelagar simetris baja segmen 3	1	556	700 kN	
	13	Pasang gelagar baja dari segmen 3 dan tarik kabel simetris SC3 dan MC3 untuk pertama kali	1	557	814.2 kN ; 809.1 kN	

	14	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 3 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	559	800 kN	
	15	Cor sambungan beton antara segmen 0 dan 1 untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya	12	571		
	16	Tarik kabel simetris SC3 dan MC3 untuk yang kedua	1	572	1762.4 kN; 1812 kN	
Segmen 4	17	Angkat gelagar simetris baja segmen 4	1	573	700 kN	
	18	Pasang gelagar baja dari segmen 4 dan tarik kabel simetris SC4 dan MC4 untuk pertama kali	1	574	876.5 kN; 871.4 kN	
	19	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 4 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	576	800 kN	
	20	Tarik kabel simetris SC4 dan MC4 untuk yang kedua	1	577	1918.6 kN; 1918.3 kN	
Segmen 5	21	Angkat gelagar simetris baja segmen 5	1	578	700 kN	
	22	Pasang gelagar baja dari segmen 5 dan tarik kabel simetris SC5 dan MC5 untuk pertama kali	1	579	937 kN; 931.8 kN	
	23	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 5 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	581	800 kN	
	24	Cor sambungan beton antara segmen 2 dan 3 untuk membantu penampang komposit dengan	12	593		

		gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya				
	25	Tarik kabel simetris SC5 dan MC5 untuk yang kedua	1	594	2168 kN; 2217.5 kN	
Segmen 6	26	Angkat gelagar simetris baja segmen 6	1	595	700 kN	
	27	Pasang gelagar baja dari segmen 6 dan tarik kabel simetris SC6 dan MC6 untuk pertama kali	1	596	998.7 kN; 993.5 kN	
	28	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 6 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	598	800 kN	
	29	Tarik kabel simetris SC6 dan MC6 untuk yang kedua	1	599	2222.9 kN; 2222.5 kN	
Segmen 7	30	Angkat gelagar simetris baja segmen 7	1	600	700 kN	
	31	Pasang gelagar baja dari segmen 7 dan tarik kabel simetris SC7 dan MC7 untuk pertama kali	1	601	1068.7 kN; 1058.5 kN	
	32	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 7 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	603	800 kN	
	33	Cor sambungan beton antara segmen 4 dan 5 untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya	12	615		
	34	Tarik kabel simetris SC7 dan MC7 untuk yang kedua	1	616	2522 kN; 2421.9 kN	
Segmen 8	35	Angkat gelagar simetris baja segmen 8	1	617	700 kN	

	36	Pasang gelagar baja dari segmen 8 dan tarik kabel simetris SC8 dan MC8 untuk pertama kali	1	618	1127.5 kN; 1117.3 kN	
	37	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 8 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	620	800 kN	
	38	Tarik kabel simetris SC87 dan MC8 untuk yang kedua	1	621	2574 kN; 2573.5 kN	
Segmen 9	39	Angkat gelagar simetris baja segmen 9	1	622	700 kN	
	40	Pasang gelagar baja dari segmen 9 dan tarik kabel simetris SC9 dan MC9 untuk pertama kali	1	623	1195.9 kN; 1185.5 kN	
	41	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 9 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	625	800 kN	
	42	Cor sambungan beton antara segmen 6 dan 7 untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya	12	637		
	43	Tarik kabel simetris SC9 dan MC9 untuk yang kedua	1	638	2726.6 kN; 2775.8 kN	
Segmen 10	44	Angkat gelagar simetris baja segmen 10	1	639	700 kN	
	45	Pasang gelagar baja dari segmen 10 dan tarik kabel simetris SC10 dan MC10 untuk pertama kali	1	640	1248.4 kN; 1244.3 kN	
	46	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 10 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke	2	641	800 kN	

		depan				
	47	Tarik kabel simetris SC10 dan MC10 untuk yang kedua	1	643	2424 kN; 2628.2 kN	
Segmen 11	48	Angkat gelagar simetris baja segmen 11	1	644	700 kN	
	49	Pasang gelagar baja dari segmen 11 dan tarik kabel simetris SC11 dan MC11 untuk pertama kali	1	645	1481.4 kN; 1299.7 kN	
	50	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 11 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	647	800 kN	
	51	Cor sambungan beton antara segmen 8 dan 9 untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya	12	659		
	52	Tarik kabel simetris SC11 dan MC11 untuk yang kedua	1	660	2777.8 kN; 2777.9 kN	
Segmen 12	53	Angkat gelagar simetris baja segmen 12	1	661	700 kN	
	54	Pasang gelagar baja dari segmen 12 dan tarik kabel simetris SC12 dan MC12 untuk pertama kali	1	662	1543.3 kN; 1363 kN	
	55	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 12 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	664	800 kN	
	56	Tarik kabel simetris baja segmen 13	1	665	2933.7 kN; 2784.1 kN	
Segmen 13	57	Pasang gelagar simetris baja segmen 13	1	666	700 kN	

	58	Pasang gelagar baja dari segmen 13 dan tarik kabel simetris SC13 dan MC13 untuk pertama kali	1	667	1600.5 kN; 1418.5 kN	
	59	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 13 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	669	800 kN	
	60	Cor sambungan beton antara segmen 10 dan 11 untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya	12	681		
	61	Tarik kabel simetris SC13 dan MC13 untuk yang kedua	1	682	3183.6 kN; 2934 kN	
Segmen 14	62	Angkat gelagar simetris baja segmen 14	1	683	700 kN	
	63	Pasang gelagar baja dari segmen 14 dan tarik kabel simetris SC14 dan MC14 untuk pertama kali	1	684	1651.4 kN; 1474.4 kN	
	64	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 14 pada gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat ke depan	2	686	800 kN	
	65	Tarik kabel simetris SC14 dan MC14 untuk yang kedua	1	687	3542.4 kN; 3042.2 kN	
Segmen 15	66	Pasang alat pengunci sementara untuk bentang penutup, angkat gelagar baja SLB15 dan pelat dek dari segmen 15 bentang samping	1	688	700 kN	
	67	Pasang gelagar baja SLB15 sebagai penutup	1	689		

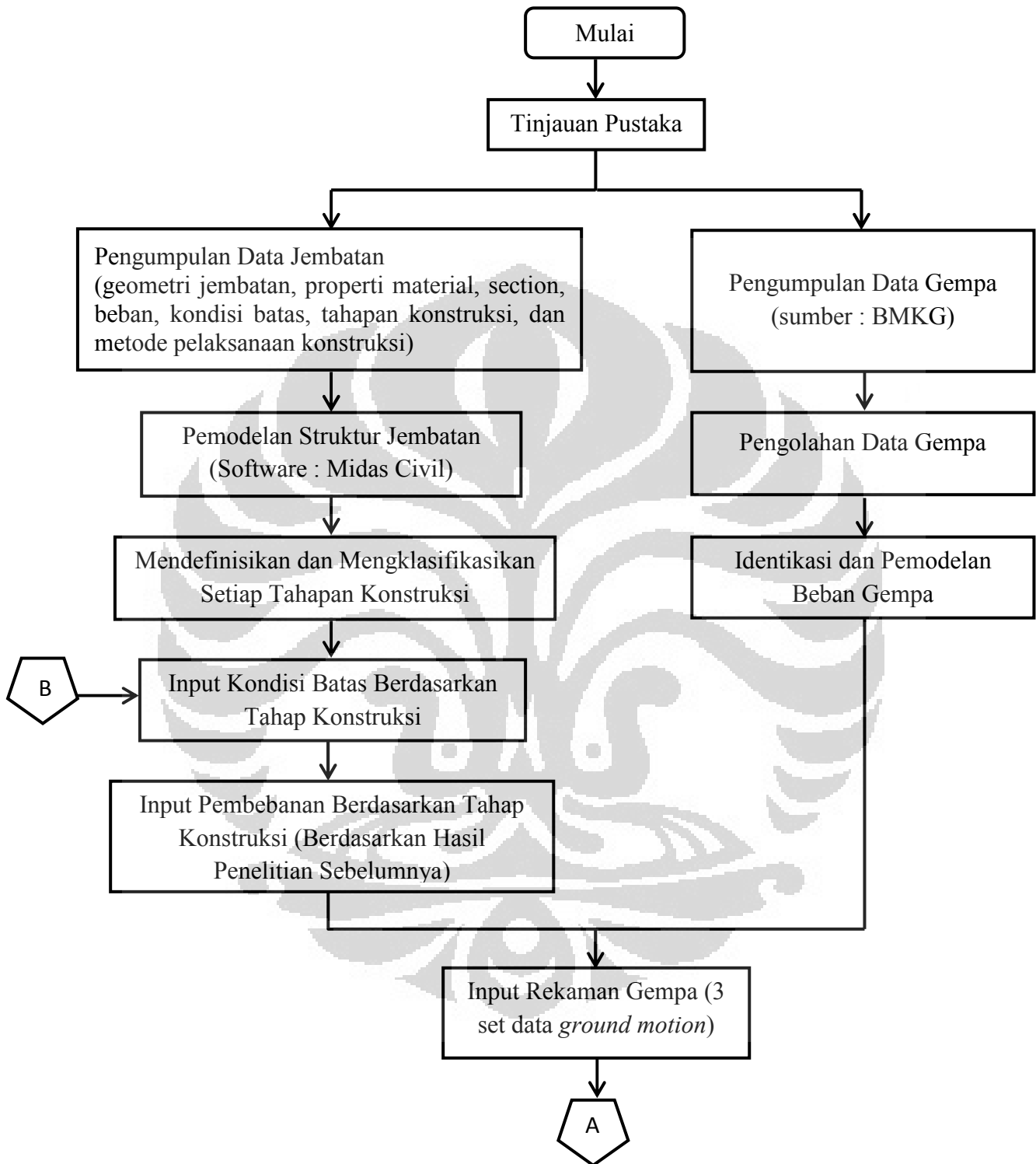
		bentang samping, kemudian bongkar alat pengunci sementara dan peralatan angkat dari bentang samping				
	68	Pasang gelagar baja MLB15 pada bentang tengah dan hubungkan keduanya	1	690		
	69	Tarik kabel simetris SC15 dan MC15 untuk pertama kali	2	692	1613.8 kN; 1432 kN	
	70	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 15 pada bentang tengah gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat dari bentang tengah ke depan	1	693	800 kN	
	71	Cor sambungan beton antara segmen 12 dan 13 untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya	12	705		
	72	Tarik kabel simetris SC15 dan MC15 untuk yang kedua	1	706	3989.3 kN; 3241.9 kN	
Segmen 16	73	Angkat gelagar baja segmen 16 di bentang tengah	1	707	700 kN	
	74	Pasang gelagar baja segmen 16 di bentang tengah dan tarik kabel simetris SC16 dan MC16 untuk pertama kali	1	708	1684.4 kN; 1481.4 kN	
	75	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 16 pada bentang tengah gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat dari bentang tengah ke depan	2	710	800 kN	
	76	Tarik kabel simetris SC16 dan MC16 untuk yang	1	711	4143.9 kN; 3543.7 kN	

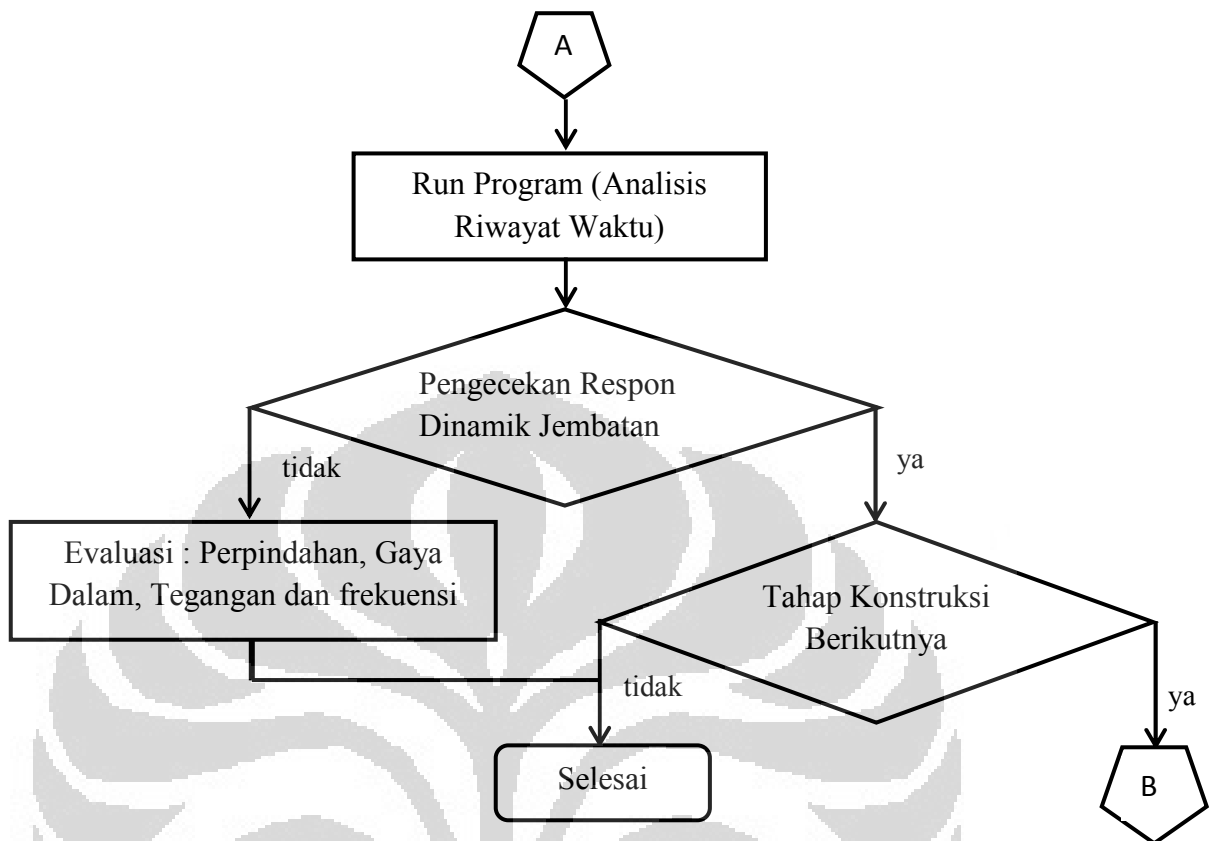
		kedua				
Segmen 17	77	Angkat gelagar baja segmen 17 di bentang tengah	1	712	700 kN	
	78	Pasang gelagar baja segmen 17 di bentang tengah dan tarik kabel simetris SC17 dan MC17 untuk pertama kali	1	713	1744.2 kN; 1527 kN	
	79	Pasang pelat dek pracetak dari segmen 17 pada bentang tengah gelagar baja dan pindahkan peralatan angkat dari bentang tengah ke depan	2	715	800 kN	
	80	Cor sambungan beton antara segmen 14 dan 15 untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya kabel prategang arah melintangnya	12	727		
	81	Tarik kabel simetris SC17 dan MC17 untuk yang kedua	1	728	4301.2 kN; 3847.7 kN	
Segmen 18	82	Pasang alat pengunci sementara untuk bentang penutup, pasang gelagar baja MLB18 dan pelat dek dari segmen 18 bentang samping	1	729		
	83	Angkat gelagar baja segmen 18 di bentang tengah sebagai penutup bentang	1	730	700 kN	
	84	Pasang gelagar baja dari segmen 18 dari bentang tengah sebagai penutup bentang	1	731		
	85	Bongkar alat pengunci sementara dari bentang tengah	1	732		
	86	Bongkar penghubung sementara antara pilon dan	1	733		

		gelagar utama jembatan, brackets sementara di atas pile cap dari pylon, bracket sementara untuk segmen 16, pier sementara dan peralatan angkat dari bentang tengah				
	87	Cor sambungan beton terakhir untuk membentuk penampang komposit dengan gelagar baja dan tarik gaya prategang arah melintang dan arah memanjangnya untuk keseluruhan jembatan	15	748		
Pelengkap	88	Konstruksi pelengkap jembatan	60	808		
	89	Susut dan rangkai pada beton	2192	3000		

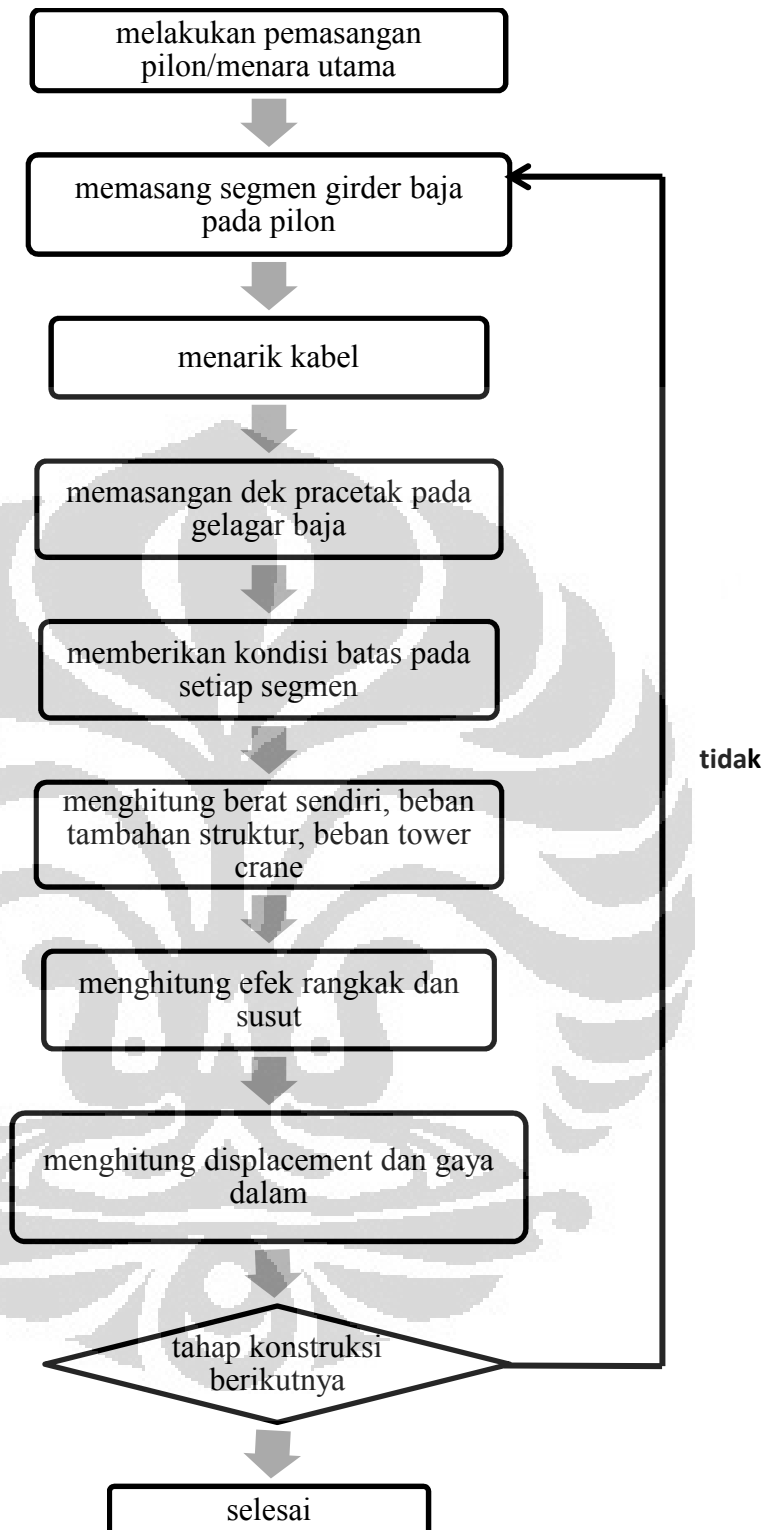
Sumber : Dokumen *Consortium of Chinese Contractors*

3.3 Diagram Alir Penelitian





Gambar 3.6. Diagram alir penelitian

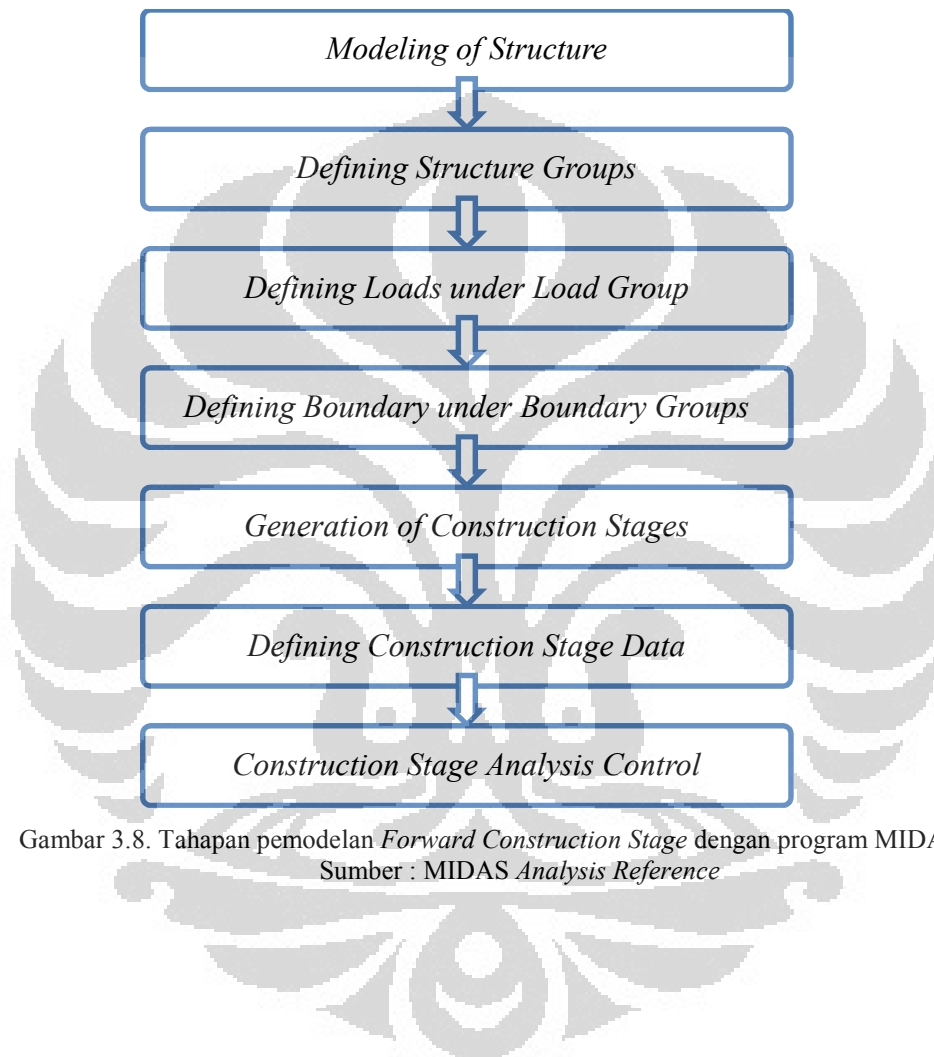


Gambar 3.7. Diagram alir *forward assemblage analysis* jembatan kabel Suramadu

3.4 Metode Analisa Struktur

Dalam menganalisa permodelan struktur pada penelitian ini, penulis menggunakan program MIDAS Civil.

Adapun tahapan pemodelan struktur jembatan dengan MIDAS Civil sebagai berikut :



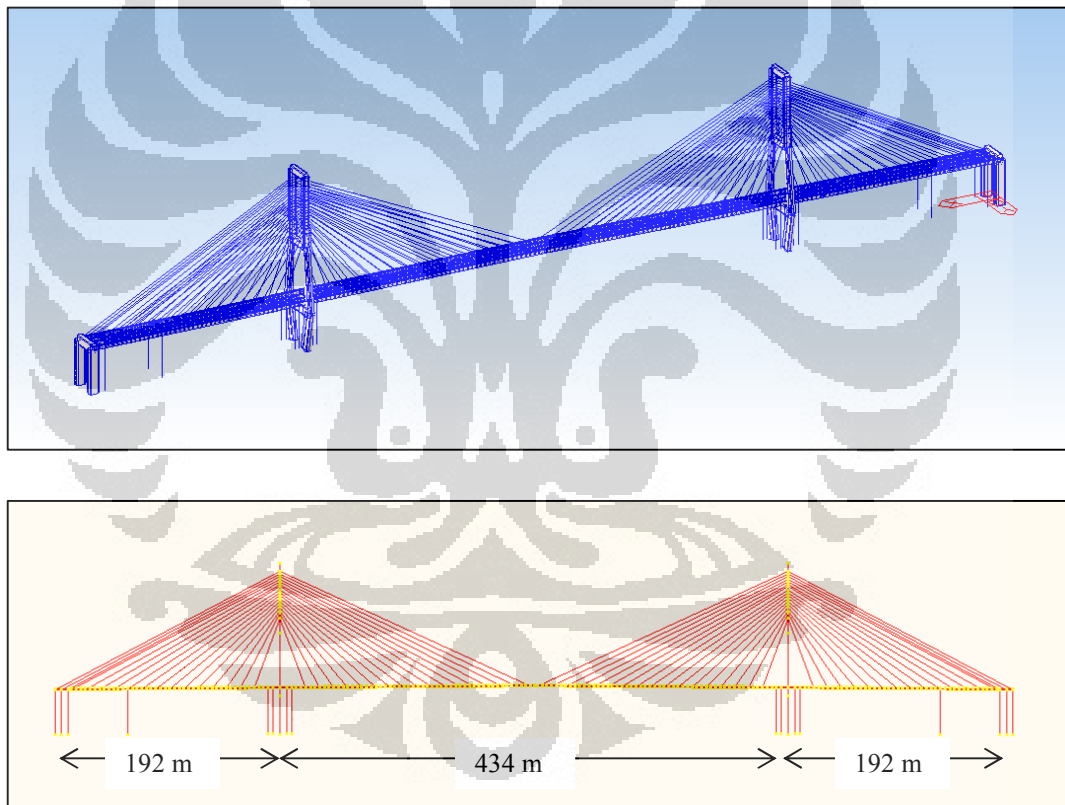
Gambar 3.8. Tahapan pemodelan *Forward Construction Stage* dengan program MIDAS Civil
Sumber : MIDAS Analysis Reference

BAB 4

HASIL DAN ANALISIS

4.1 Pemodelan Struktur Jembatan Suramadu Pada Tahap Konstruksi

Berdasarkan spesifikasi dan penjelasan propertis dari struktur jembatan Suramadu yang telah dijelaskan pada Bab III, maka peneliti melakukan pemodelan struktur untuk setiap tahapan konstruksi yang akan dianalisis. Namun dalam penelitian ini, peneliti menggunakan desain/pemodelan struktur jembatan Suramadu yang telah dibuat oleh peneliti sebelumnya (Irfan, 2010) menggunakan program Midas Civil, seperti di bawah ini :



Gambar 4.1. *Layout* jembatan Suramadu (a) tampak 3D (b) tampak 2D

Pemodelan struktur di atas didesain berdasarkan ketentuan dan desain asli yang dibuat oleh *Consortium of Chinese Contractors* sebagai kontraktor utama pelaksanaan jembatan Suramadu. Dari gambar di atas diketahui bahwa jembatan

Suramadu memiliki konfigurasi bentang $192\text{ m} + 434\text{ m} + 192\text{ m}$ dengan total 818 m pada bagian *main bridge*. Selanjutnya dari desain struktur di atas, peneliti melakukan pemodelan kembali ke dalam beberapa tahapan konstruksi sesuai dengan tahapan yang akan dianalisa sehingga dapat dilakukan analisis akibat gaya gempa dengan menggunakan program Midas Civil.

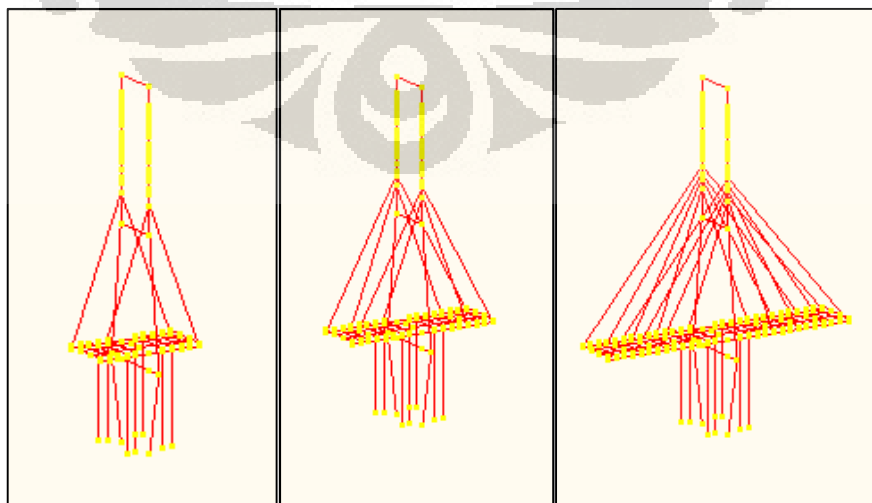
Dalam pemodelan jembatan Suramadu ini, peneliti mengasumsi bahwa arah timur – barat sesuai pada gambar 4.1 di atas sesuai dengan arah memanjang jembatan, sementara pada arah melintang pemodelan struktur berada pada arah utara – selatan. Hal ini berbeda dengan yang terdapat pada struktur jembatan sebenarnya bahwa arah memanjang jembatan berada pada arah utara – selatan, seperti yang terlihat di bawah ini :



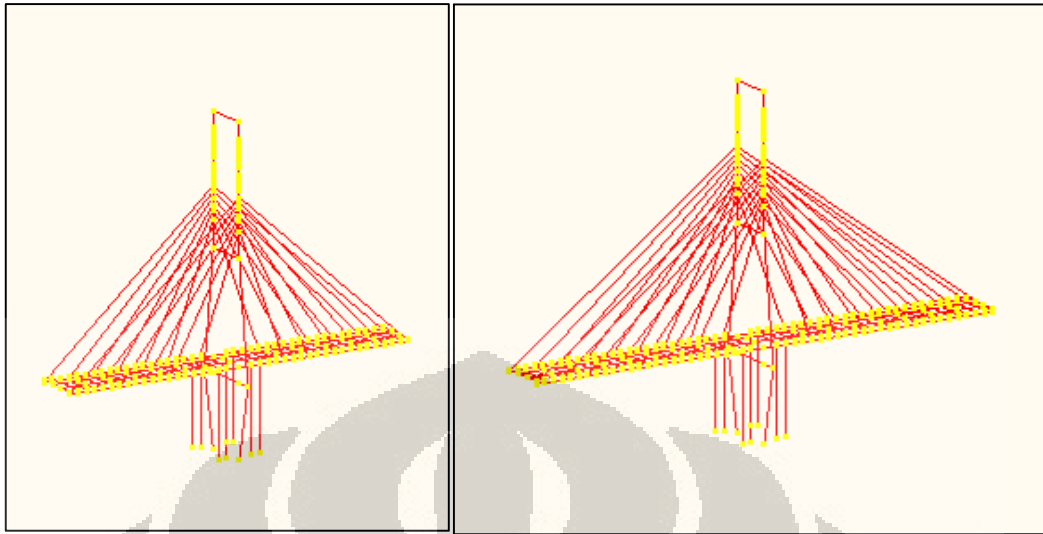
Gambar 4.2. Lokasi jembatan Suramadu berdasarkan keadaan sebenarnya

Dari gambar di atas diketahui bahwa dalam kondisi sebenarnya, jembatan Suramadu tidak berada persis sama pada arah utara – selatan untuk arah memanjang, akan tetapi berada pada koordinat $7^{\circ}11'3''\text{S}$ $112^{\circ}46'48''\text{E}$.

Seperti yang telah dijelaskan pada bab 3 sebelumnya, diketahui bahwa jembatan Suramadu terdiri dari 89 tahap. Akan tetapi dalam penelitian ini, peneliti hanya melakukan analisis pada tahapan dengan penambahan bagian struktur yang cukup signifikan. Tahapan konstruksi yang pertama kali dianalisis adalah tahap 4 yang mana pada tahap ini dilakukan penarikan kabel simetris SC1 dan MC1 untuk pertama kalinya. Sementara pada tahap 1, 2 dan 3, struktur tidak bisa dianalisis dengan gaya gempa karena kabel belum diinstal sehingga struktur menjadi tidak stabil. Selanjutnya adalah tahap 9 dimana struktur telah dipasang gelagar baja dan dilakukan penarikan kabel simetris SC2 dan MC2 untuk pertama kali. Berikutnya adalah tahap 18, tahap 27, tahap 36, tahap 45, tahap 54, tahap 63, dimana pada masing-masing tahapan dilakukan dua kali penarikan kabel setelah tahap sebelumnya dan telah dipasang pelat dek pracetak dan gelagar baja. Sedangkan tahapan terakhir yang dianalisis adalah tahap 78 sebagai tahapan terakhir sebelum dilakukan penambahan bagian struktur terakhir sebelum struktur selesai dibangun. Sementara pada tahap 89 dimana konstruksi struktur telah selesai dilakukan, peneliti tidak melakukan analisis gempa pada tahap ini, karena hal ini telah banyak dilakukan oleh peneliti sebelumnya. Adapun pemodelan struktur per tahapan konstruksi dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



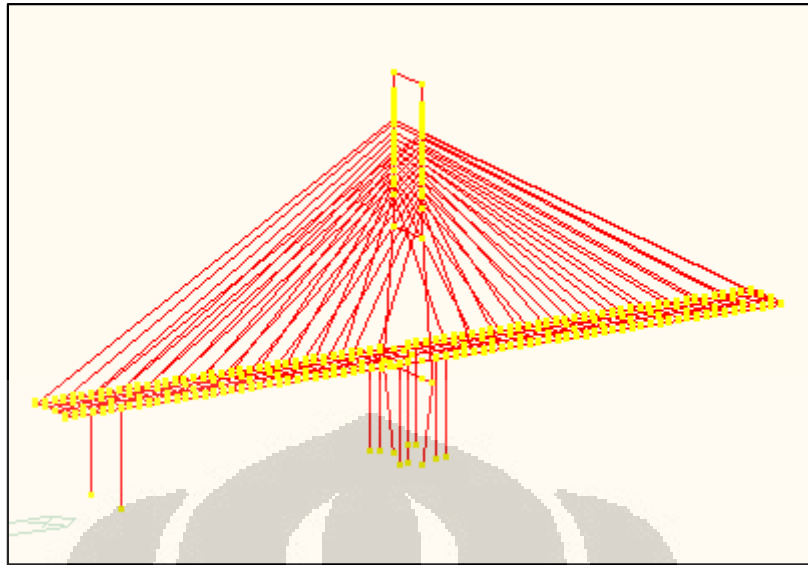
Gambar 4.3. Tahap konstruksi ke- (a). empat, (b) sembilan, (c) delapan belas



Gambar 4.4. Tahap konstruksi ke- (a) dua puluh tujuh, (b) tiga puluh enam



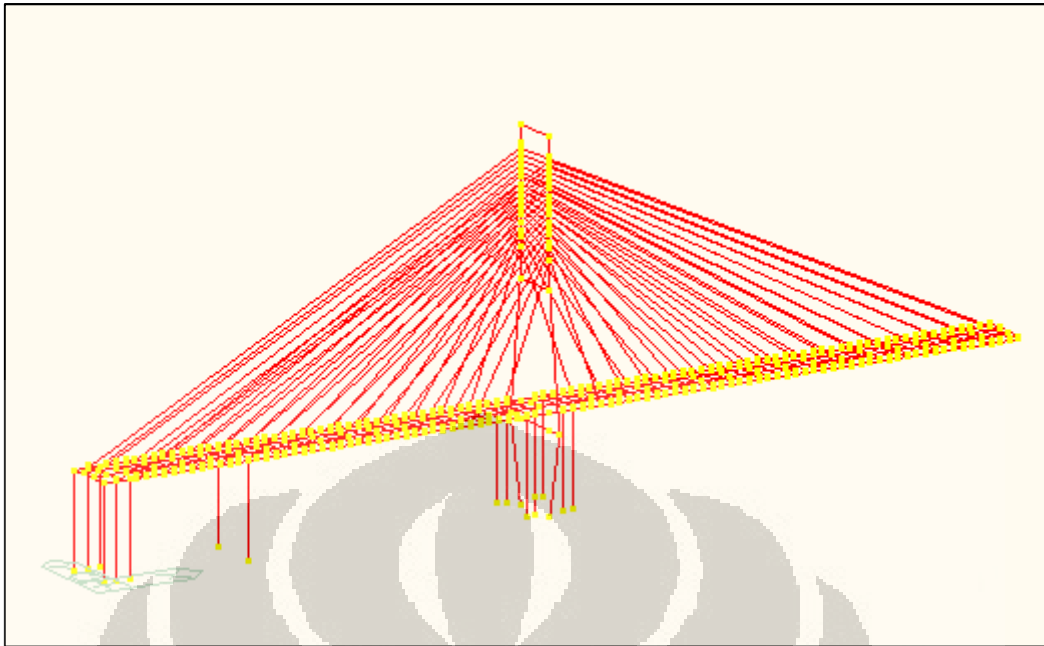
Gambar 4.5. Tahap konstruksi ke-empat puluh lima



Gambar 4.6. Tahap konstruksi ke-lima puluh empat



Gambar 4.7. Tahap konstruksi ke-enam puluh tiga



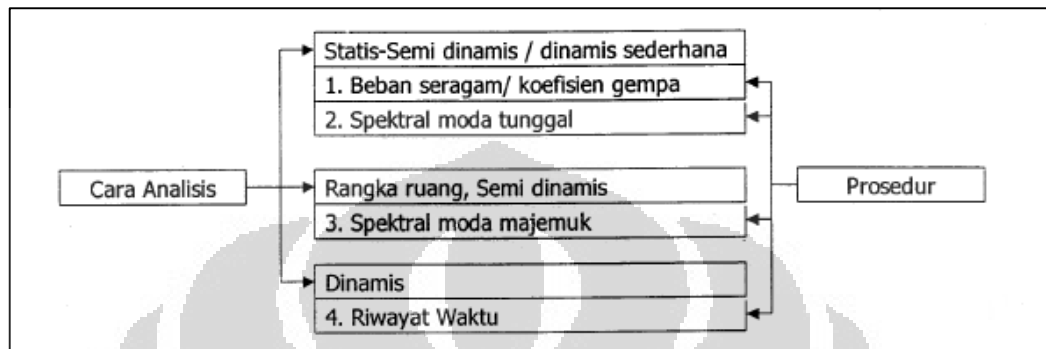
Gambar 4.8. Tahap konstruksi ke-tujuh puluh empat

Dari gambar di atas, maka dapat diketahui bahwa pada tahap 4, tahap 9, tahap 18, dan tahap 36, merupakan struktur kantilever dengan berbagai variasi panjang yang berbeda. Sementara pada tahap 45 telah dilakukan pemasangan pier sementara yang mengakibatkan pada bagian ujung gelagar pada tahap ini ditopang oleh pier tersebut. Kemudian pada tahap 54 terdapat penambahan kabel dan dek jembatan sehingga struktur kembali menjadi kantilever. Selanjutnya pada tahap 63 struktur jembatan dihubungkan dengan pier akan tetapi belum terkoneksi semua pada ujung jembatan. Kemudian pada tahap terakhir struktur menjadi lebih kaku di antara semua tahapan yang lain dimana struktur sudah terkoneksi dengan pier yang baru.

Adapun kondisi batas jembatan Suramadu ini terdiri dari perletakkan pondasi jembatan, perletakkan untuk *V-pier*, hubungan antara pilon dengan gelagar jembatan, dan hubungan antara gelagar jembatan dengan *V-pier*. Untuk kondisi batas pondasi jembatan adalah jepit sedangkan untuk *V-pier* dimodelkan sebagai sendi.

4.2 Pengolahan dan Analisis Beban Gempa

Menurut SNI 2833:2008 (standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan) pasal 4.1, terdapat 4 prosedur analisis tahan gempa pada struktur jembatan, yaitu seperti gambar di bawah ini :



Gambar 4.9. Prosedur analisis tahan gempa
Sumber : SNI 2833:2008

Adapun pemilihan cara analisis yang harus dilakukan untuk struktur jembatan harus memuhi persyaratan sebagai berikut :

Tabel 4.1. Kategori kinerja seismik

Koefisien percepatan puncak di batuan dasar (A/g)	Klasifikasi kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor keutamaan 1.25)	Klasifikasi kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1)
≥ 0.30	D	C
0.20 – 0.29	C	B
0.11 – 0.19	B	B
≤ 0.10	A	A

Sumber : SNI 2833:2008

Tabel 4.2. Prosedur analisis berdasarkan kategori perilaku seismik (A-D)

Jumlah bentang	D	C	B	A
Tunggal Sederhana	1	1	1	-
2 atau lebih menerus	2	1	1	-
2 atau lebih dengan 1 sendi	3	2	1	-
2 atau lebih dengan 2 atau lebih sendi	3	3	1	-

Struktur rumit	4	3	2	1
----------------	---	---	---	---

Sumber : SNI 2833:2008

Dari tabel di atas diketahui bahwa kategori kinerja seismik untuk struktur jembatan Suramadu ini memiliki faktor keutamaan III sesuai dengan RSNI 03-1726-201x (Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung) pasal 4.1.2 yaitu struktur yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia dan memiliki koefisien percepatan puncak di batuan dasar ≥ 0.30 maka struktur ini termasuk kategori kinerja seismik D. Selanjutnya dari tabel 4.2, untuk struktur rumit yang termasuk kategori kinerja seismic D, maka harus dilakukan cara analisis dinamis riwayat waktu. Oleh karena itu, dalam penelitian ini peneliti melakukan analisis dinamis riwayat waktu.

Selanjutnya alasan dilakukan analisis dinamis pada struktur ini yang mengacu pada SNI 2833:2008 pasal 4.3.1 mengenai prinsip analisis riwayat waktu yang menyatakan bahwa analisis dinamis perlu dipertimbangkan untuk tipe jembatan dengan perilaku rumit sebagai berikut :

- Bentang utama melebihi 200 m
- Jembatan fleksibel dengan periode panjang yang melebihi 1.5 detik
- Jembatan dengan pilar tinggi yang melebihi 30m
- Jembatan pelengkung dengan rantai di atas, struktur kabel cable-stayed, jembatan gantung, jembatan yang menggunakan isolasi dasar.

4.2.1 Input Rekaman Gempa

Mengacu pada RSNI 03-1726-201x (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung) pasal 11 tentang Prosedur respon riwayat waktu gempa yang menyatakan bahwa analisis respon riwayat waktu linier harus terdiri dari analisis model matematis linier suatu struktur untuk menentukan responnya melalui metoda integrasi numerik terhadap kumpulan riwayat waktu percepatan gerak tanah yang kompatibel dengan spektrum respon desain untuk situs yang bersangkutan, dimana analisis harus dilakukan sesuai dengan persyaratan-persyaratan berikut ini, yaitu untuk gerakan tanah harus paling sedikit tiga gerak tanah yang sesuai harus digunakan dalam analisis ini.

Kemudian berdasarkan RSNI tersebut dijelaskan bahwa apabila analisis tiga dimensi dilakukan maka gerak tanah harus terdiri dari sepasang komponen percepatan tanah horisontal yang sesuai, yang harus diseleksi dan diskalakan dari rekaman peristiwa gempa individual. Gerak tanah yang sesuai harus diseleksi dari peristiwa-peristiwa gempa yang memiliki magnitudo, jarak patahan, dan mekanisme sumber gempa yang konsisten dengan hal-hal yang mengontrol ketentuan gempa maksimum yang dipertimbangkan.

Mengacu pada peraturan di atas, maka dalam penelitian ini, peneliti menggunakan tiga pasang komponen percepatan tanah yang terjadi di sekitar jembatan Suramadu yang diperoleh dari Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika (BMKG).

Dalam pengumpulan data ini, peneliti hanya mendapatkan rekaman gempa yang terjadi di sekitar jembatan Suramadu dalam 5 tahun terakhir. Adapun rekaman gempa yang dipilih untuk di analisis adalah rekaman gempa dengan kekuatan lebih dari 5 skala *Ritcher*. Hal ini dikarenakan menurut Clough (1982) bahwa gempa bumi dengan kekuatan kurang dari 5 diperkirakan tidak akan menyebabkan kerusakan struktur, sedangkan untuk kekuatan yang lebih besar dari 5, akan terjadi gerak tanah yang sangat merusak.

Adapun data rekaman gempa yang akan dianalisis dalam makalah ini sebagai berikut :

1. **Banyuwangi**

- Tanggal : 23 Maret 2011
- Waktu : 00 : 07 : 33
- Epicenter : 9.40 LS – 114.03 BT
- Lokasi : 141 Km BD Banyuwangi-Jawa Timur
- Magnitude : 5.1 SR
- Kedalaman : 22 Km
- Lokasi Pencatatan : NGJI (Ngawi)

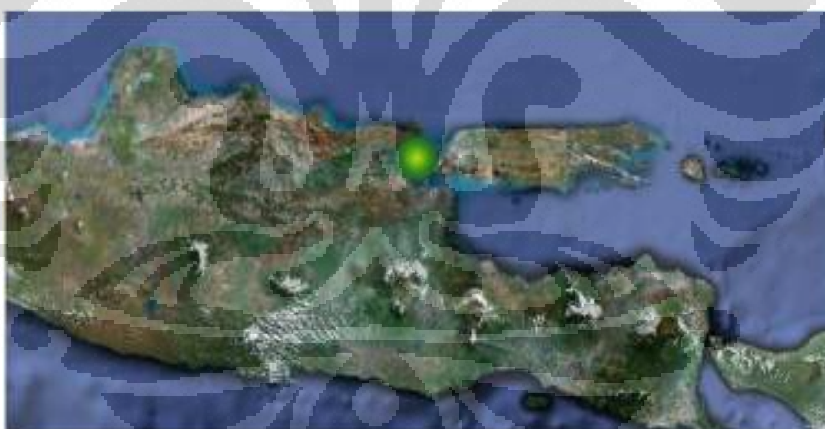
2. **Jember**

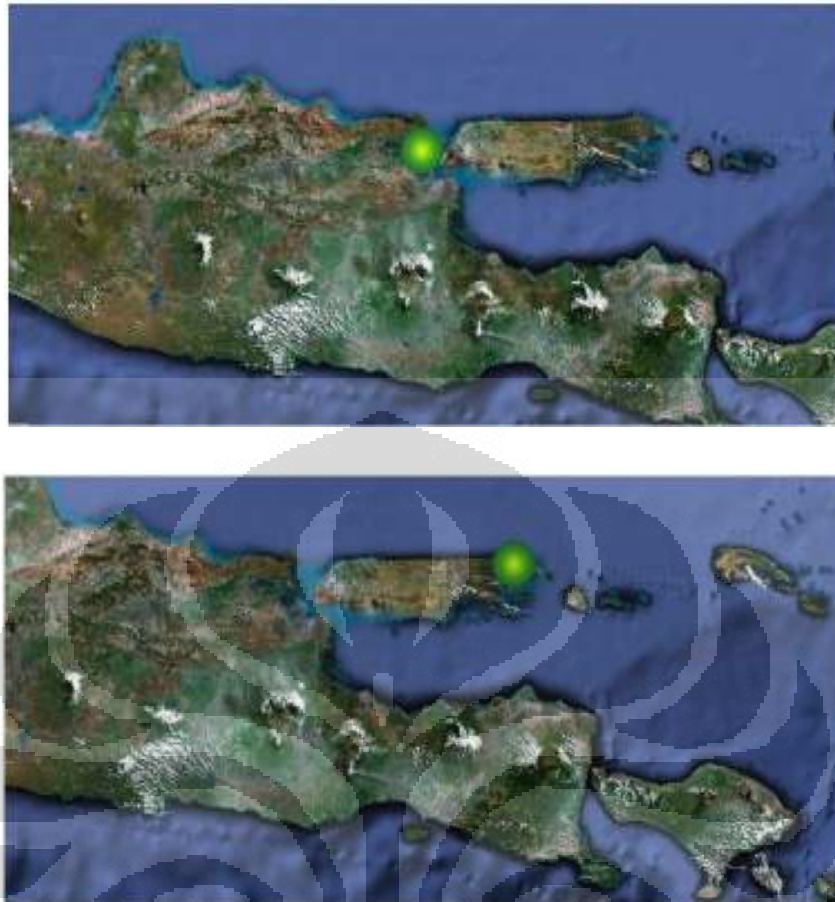
- Tanggal : 14 Februari 2011

- Waktu : 11 : 43 : 56
- Epicenter : 10.08 LS – 113.7 BT
- Lokasi : 212 Km TG Jember-Jawa Timur
- Magnitude : 5.5 SR
- Kedalaman : 10 Km
- Lokasi Pencatatan : GRJI (Gresik)

3. Nusa Dua

- Tanggal : 18 September 2009
- Waktu : 23 : 06 : 56
- Epicenter : 9.67 LS – 115.49 BT
- Lokasi : 101 Km TG Nusadua-Bali
- Magnitude : 6.4 SR
- Kedalaman : 36 Km
- Lokasi Pencatatan : KMMI (Madura)



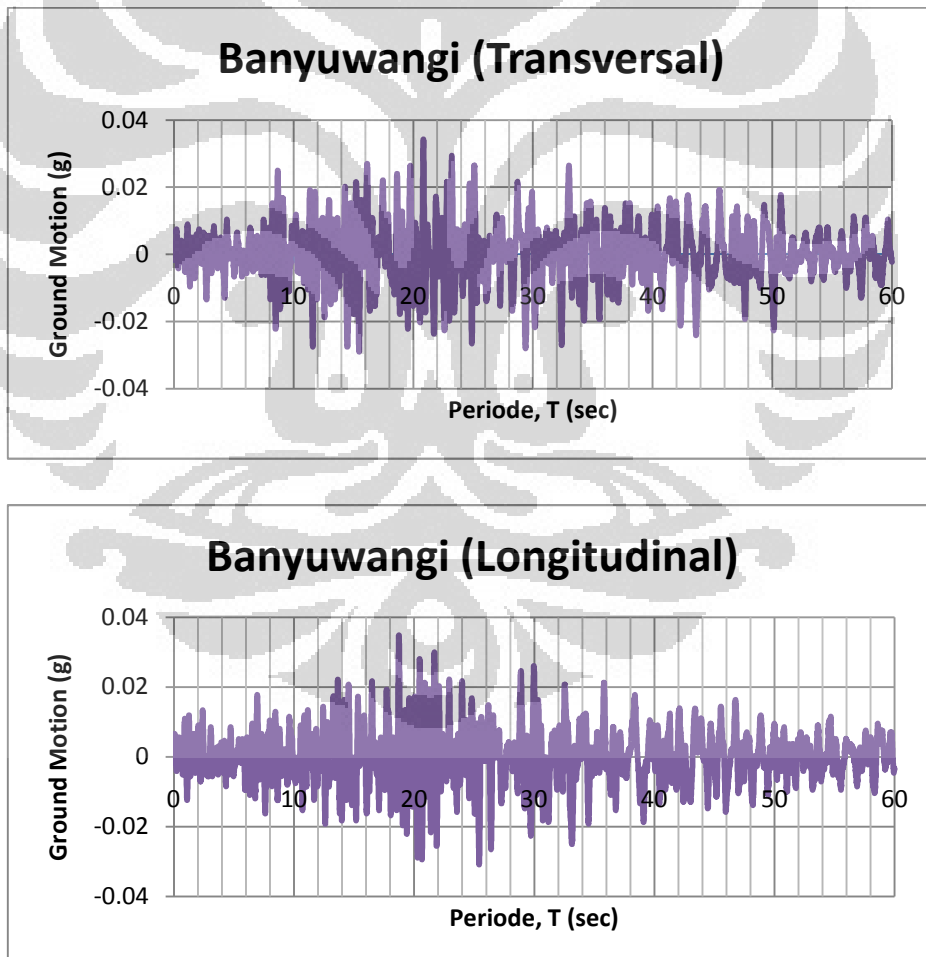


Gambar 4.10. Lokasi pencatatan gempa (a) Banyuwangi, (b) Jember, (c) Nusadua

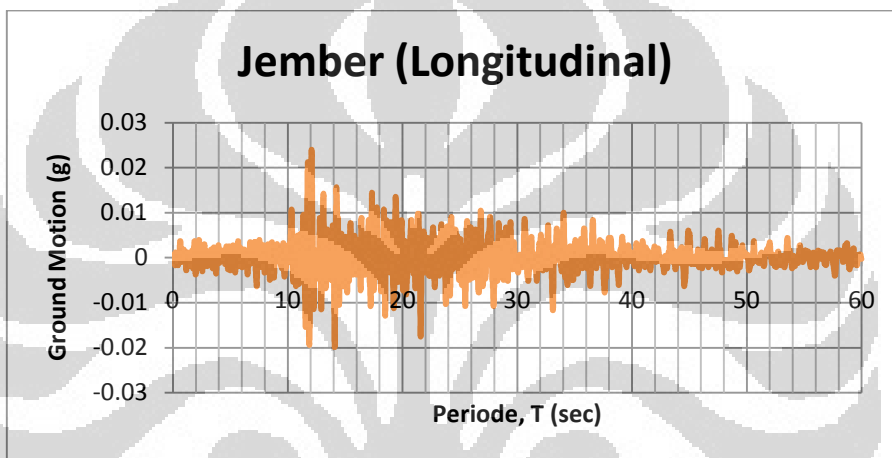
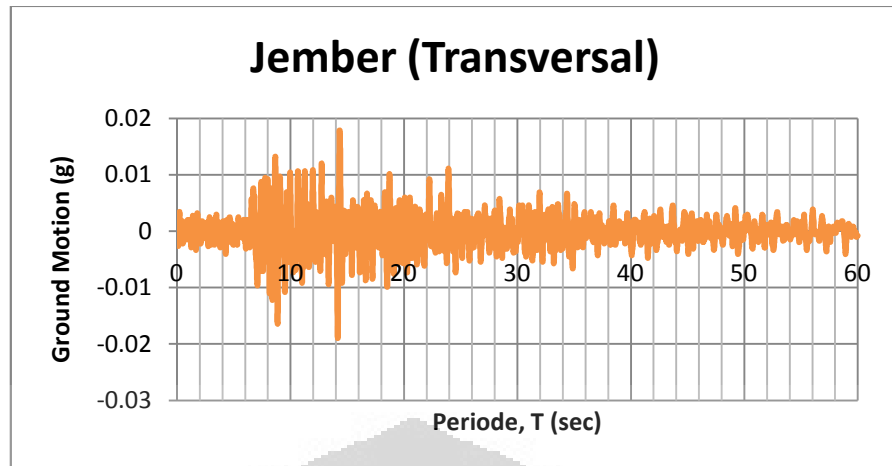
Dari data di atas diketahui bahwa rekaman gempa yang digunakan adalah sepasang rekaman gempa horizontal, yaitu arah timur – barat dan arah utara – selatan, dari ketiga jenis gempa di atas. Dalam penelitian ini, peneliti mengasumsikan bahwa arah timur – barat (gempa transversal) sesuai dengan sumbu koordinat yaitu sumbu x dan sebaliknya untuk arah utara – selatan (gempa longitudinal) sesuai dengan sumbu y. Dengan kata lain arah memanjang struktur jembatan akan dikenai oleh gempa timur – barat (gempa transversal) dan arah melintang struktur jembatan akan dikenai oleh gempa utara – selatan (arah longitudinal). Asumsi ini sebenarnya tidak sesuai dengan letak struktur jembatan sebenarnya yang telah dijelaskan sebelumnya sesuai dengan gambar 4.2, dimana seharusnya bahwa arah memanjang jembatan akan terkena gempa utara – selatan (gempa longitudinal) dan arah melintang jembatan akan terkena gempa timur – barat (gempa transversal). Akan tetapi hal ini tidak menimbulkan kekeliruan yang

signifikan dimana dengan adanya kombinasi gempa pada saat menganalisis gempa terhadap struktur jembatan, akan mendapatkan hasil yang akurat.

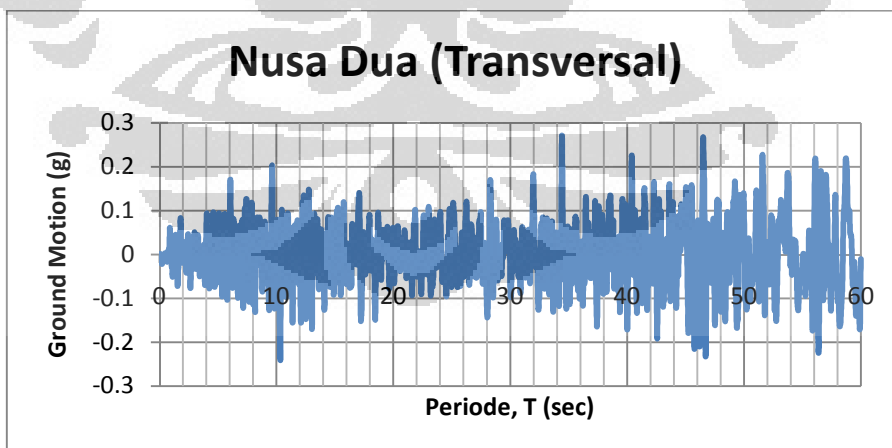
Dalam penelitian ini, total durasi waktu gempa yang dianalisis adalah selama 60 detik pada *range* durasi yang signifikan yang mengakibatkan terjadinya *shocked vibration* dari total durasi gempa sebenarnya yaitu sekitar 6 menit yang tercatat oleh alat seismometer yang diperoleh dari BMKG. Hal ini sesuai dengan persyaratan yang ada pada peraturan perencanaan jembatan dari Bina Marga pada pasal A.2.9.4 bahwa rekaman untuk masukan gerakan tanah yang digunakan dalam analisa riwayat waktu harus meliputi paling sedikit 15 detik, atau lima kali waktu getar alami fundamental struktur. Adapun rekaman gempa di atas dapat dilihat pada gambar di bawah ini :

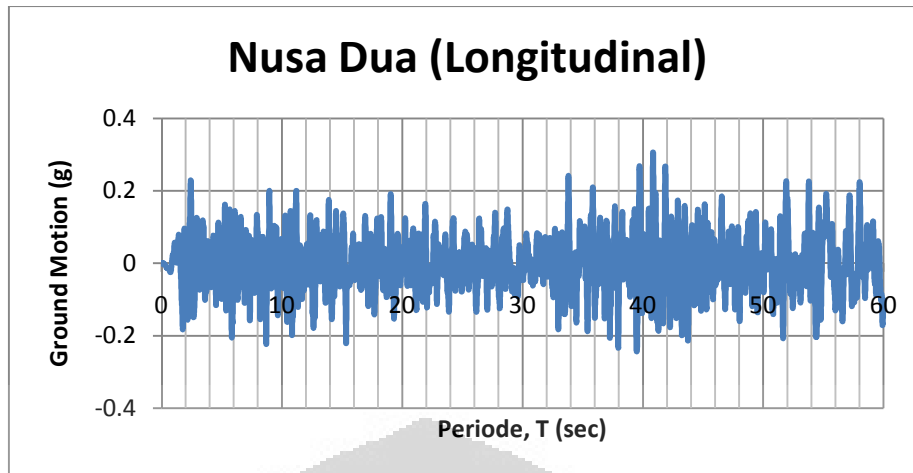


Gambar 4.11. Akselerogram gempa Banyuwangi



Gambar 4.12. Akselerogram gempa Jember

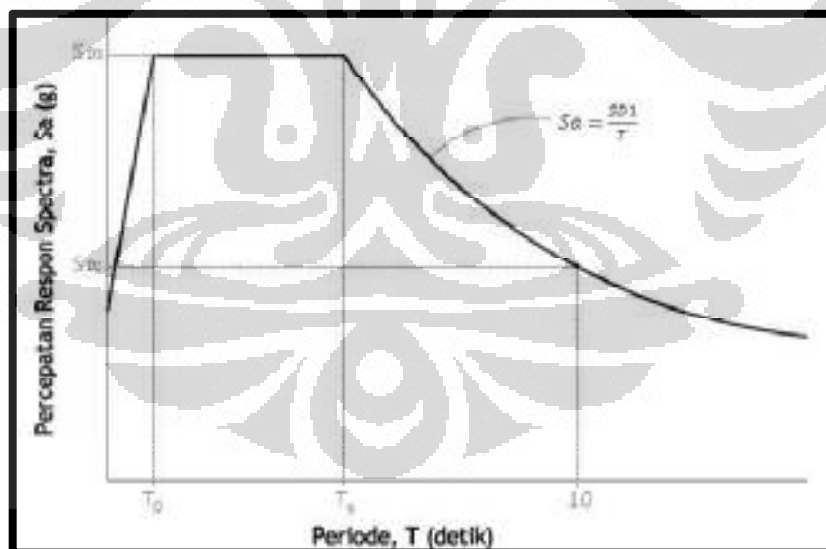




Gambar 4.13. Akselerogram gempa Nusadua

4.2.2 Desain Respon Spektrum Jembatan Suramadu dan Beban Gempa

Berdasarkan RSNI 03-1726-201x (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung) pasal 6.4 mengenai respon spektrum desain, maka dalam mendesain respon spektrum harus memenuhi grafik sebagai berikut :



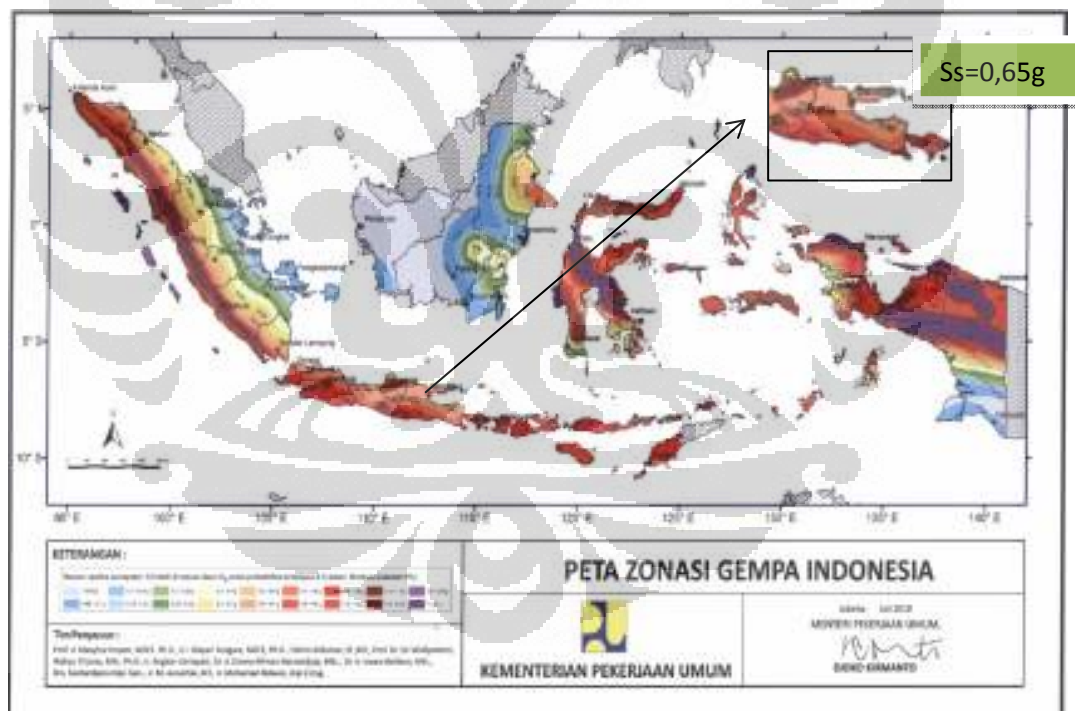
Gambar 4.14. Spektrum respon desain menurut RSNI 2010
(Sumber : RSNI 03-1726-201x)

- S_{DS} adalah parameter respon spektral percepatan desain pada perioda pendek;

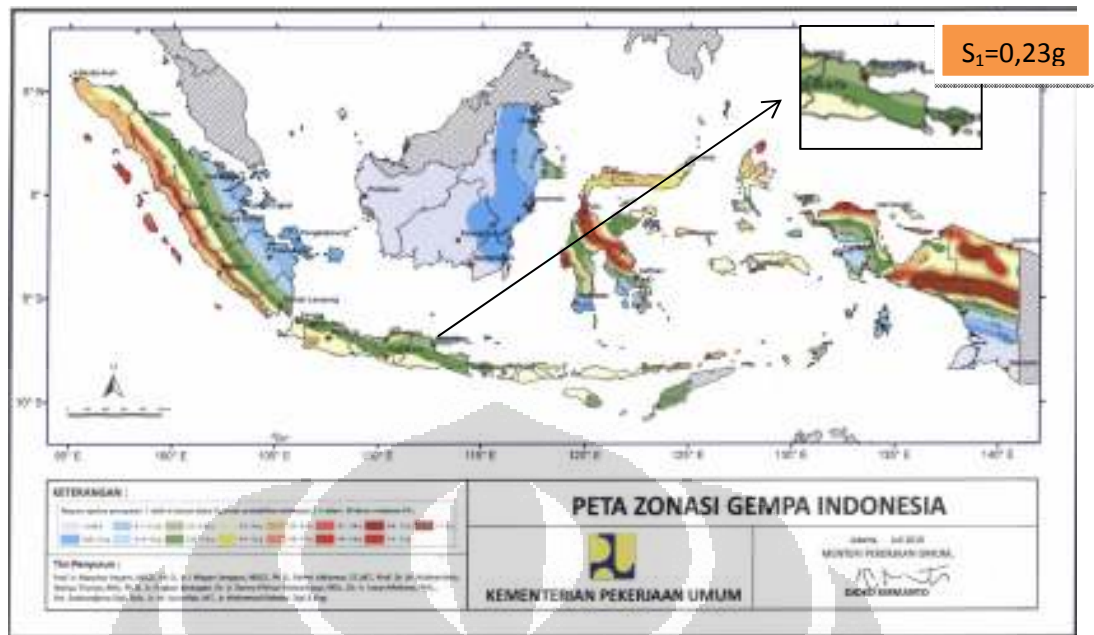
- S_{D1} adalah parameter respon spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;
- T adalah perioda getar fundamental struktur.

Berdasarkan penelitian sebelumnya telah diperoleh hasil bahwa lokasi di Jembatan Suramadu dapat diklasifikasikan dalam jenis tanah D (Aldiamar, 2007) dengan kecepatan gelombang geser 269.73 m/detik. Sehingga berdasarkan peta MCE-R pada RSNI 03-1726-201x (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung) diperoleh nilai sebagai berikut :

- $S_s = 0,6g - 0,7g$, diambil $S_s = 0,65g$
- $S_1 = 0,20g - 0,25g$, ditetapkan $S_1 = 0,23g$
- $PGA = 0,3g - 0,4g$, ditetapkan $PGA = 0,35g$



Gambar 4.15. Peta S_s
Sumber : RSNI 03-1726-201x



Gambar 4.16. Peta S1
Sumber : RSNI 03-1726-201x

Dimana S_s adalah parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek, sementara S_1 adalah parameter respon spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik (pada getaran periode pendek (F_a)) dan periode 1 detik (F_v). Untuk memperoleh nilai F_a dan F_v digunakan tabel berikut :

Tabel 4.3. Koefisien situs (a) F_a dan (b) F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS ^b				

CATATAN :

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

Kelas Situs	Parameter Respon Spectral Percepatan Gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

Sumber : RSNI 03-1726-201x

CATATAN :

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

Dengan melakukan interpolasi diperoleh hasil untuk jembatan Suramadu sebagai berikut :

- $F_a = 1,28$
- $F_v = 1,94$

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respon percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{MI}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s = 1,28 \times 0,65g = 0,832g$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1,94 \times 0,23g = 0,4462g$$

Kemudian parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,832g = 0,5547g$$

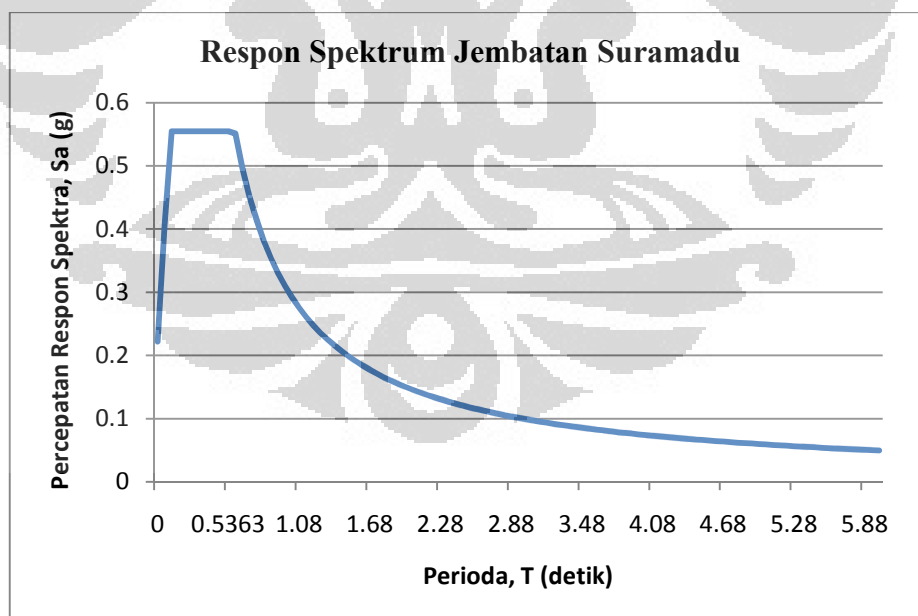
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,4462g = 0,2975g$$

Selanjutnya untuk nilai perioda, sebagai berikut :

$$T_o = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,2975g}{0,5547g} = 0,1073 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2975g}{0,5547g} = 0,536 \text{ detik}$$

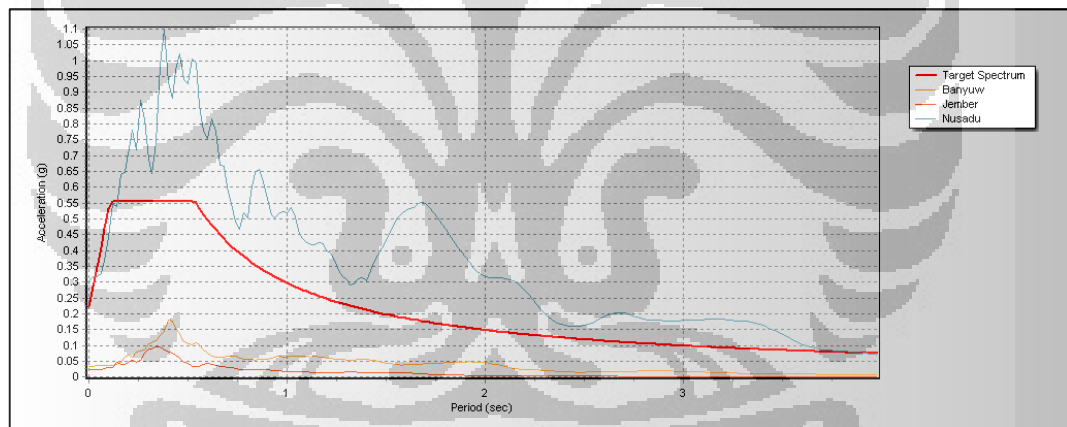
Sehingga dari hasil di atas, diperoleh respon spektrum jembatan Suramadu dengan koefisien redaman 5 %, sebagai berikut :



Gambar 4.17. Respon spektrum desain wilayah Suramadu

4.3 Pembuatan Riwayat Waktu Sintetik

Karena sulit mendapatkan riwayat waktu percepatan untuk kejadian gempa yang sesuai dengan respon spektrum desain jembatan Suramadu, maka peneliti membuat riwayat waktu sintetik dengan menggunakan program *SeismoMatch*. Adapun pilihan dengan menggunakan program *SeismoMatch* ini dikarenakan penggunaan program ini yang mudah dan bisa menghasilkan riwayat waktu sintetik yang diinginkan dengan cepat. Dalam menghasilkan riwayat waktu sintetik ini, peneliti menginput data rekaman gempa yang asli dari ketiga jenis gempa di atas yaitu gempa Banyuwangi, gempa Jember, dan gempa Nusadua. Kemudian menginput respon spektrum desain jembatan Suramadu sesuai penjelasan di atas, selanjutnya peneliti melakukan perbandingan pada semua input data di atas dengan rasio redaman 5%, dan menghasilkan data sesuai gambar di bawah ini.



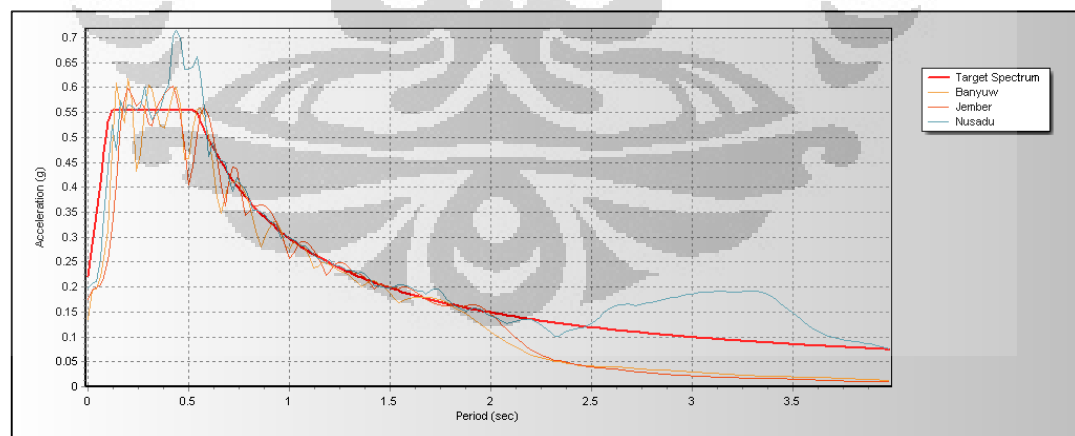
Gambar 4.18. Spektrum respon jembatan Suramadu dan Gempa Banyuwangi, Jember, serta Nusadua

Dari gambar di atas diketahui bahwa gempa Banyuwangi dan Jember memiliki spektrum respon yang lebih kecil dari spektrum respon desain, sedangkan gempa Nusadua memiliki spektrum respon desain yang lebih besar dari spektrum respon desain.

Berdasarkan RSNi tersebut dijelaskan juga bahwa dalam apabila analisis tiga dimensi dilakukan maka gerak tanah harus terdiri dari sepasang komponen percepatan tanah horisontal yang sesuai, yang harus diseleksi dan diskalakan dari rekaman peristiwa gempa individual. Gerak tanah yang sesuai harus diseleksi dari peristiwa-peristiwa gempa yang memiliki magnitudo, jarak patahan, dan

mekanisme sumber gempa yang konsisten dengan hal-hal yang mengontrol ketentuan gempa maksimum yang dipertimbangkan. Apabila jumlah pasangan rekaman gerak tanah yang sesuai tidak mencukupi maka harus digunakan pasangan gerak tanah buatan untuk menggenapi jumlah total yang dibutuhkan. Untuk setiap pasang komponen gerak tanah horisontal, suatu spektrum SRSS harus dibuat dengan mengambil nilai SRSS dari spektrum respon dengan 5 persen faktor redaman untuk komponen-komponen gerak tanah yang telah diskalakan (dimana faktor skala yang sama harus digunakan untuk setiap komponen dari suatu pasangan gerak tanah). Setiap pasang gerak-gerak tanah tersebut harus diskalakan sedemikian rupa sehingga pada rentang perioda dari $0,2 T$ hingga $1,5 T$, nilai rata-rata spektrum SRSS dari semua pasang komponen horizontal tidak boleh kurang dari nilai ordinat terkait pada spektrum respon yang digunakan dalam desain. Oleh karena itu, dalam hal ini peneliti akan melakukan pembuatan riwayat waktu sintetik dari data-data di atas.

Maka berdasarkan penjelasan di atas, melalui program ini, peneliti bisa memperoleh spektrum respon gempa yang sesuai dengan respon spektrum desain dengan melakukan penskalaan otomatis pada program ini. Adapun hasil yang diperoleh sebagai berikut.:

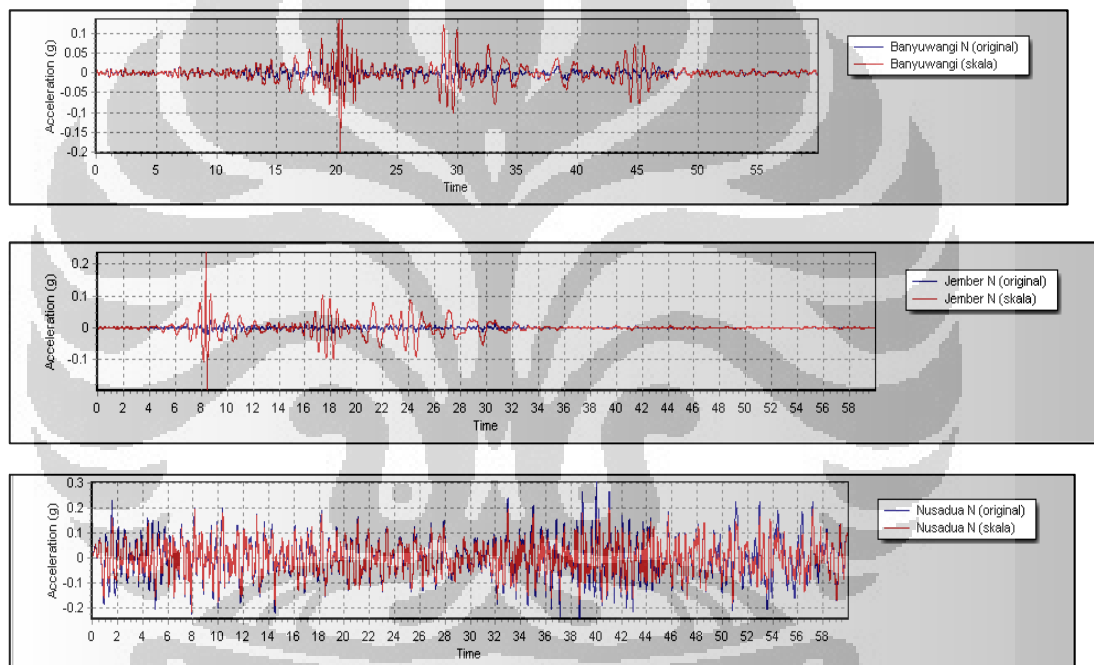


Gambar 4.19. Spektrum respon jembatan Suramadu dan gempa Banyuwangi, Jember, serta Nusadua setelah penskalaan

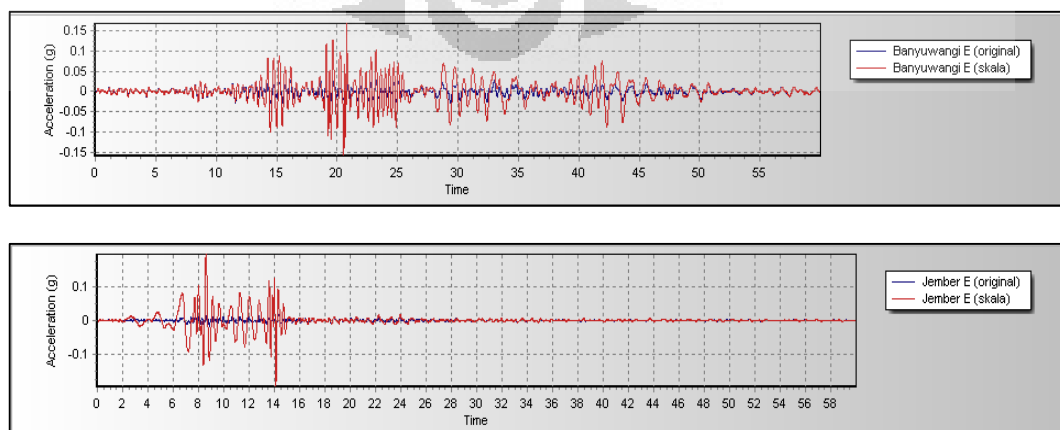
Dari gambar di atas, maka dapat diketahui bahwa dalam bentang periode antara $0,1 - 0,5$ detik, respon spektra di permukaan tanah baik berdasarkan kejadian gempa Banyuwangi, Jember, maupun Nusadua, mempunyai spektral percepatan yang lebih tinggi daripada respon spektra desain jembatan Suramadu.

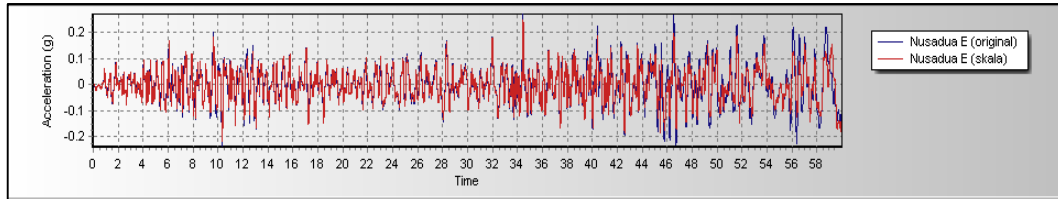
Hal ini sebenarnya akan membahayakan bagi desain pembebanan gempa untuk bangunan dengan periode alami yang rendah. Sebaliknya, pada periode kecil dari 0.1 detik menunjukkan respon spektral percepatan yang lebih rendah daripada respon spektra desain. Sehingga dapat dikatakan bahwa selubung respon spektra untuk tanah sedang pada lokasi jembatan Suramadu ini masih cukup handal pada desain pembebanan gempa untuk seluruh bentang periode lebih besar daripada 0.1 detik.

Adapun hasil perbandingan riwayat waktu gempa original dengan riwayat waktu gempa sintetik dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



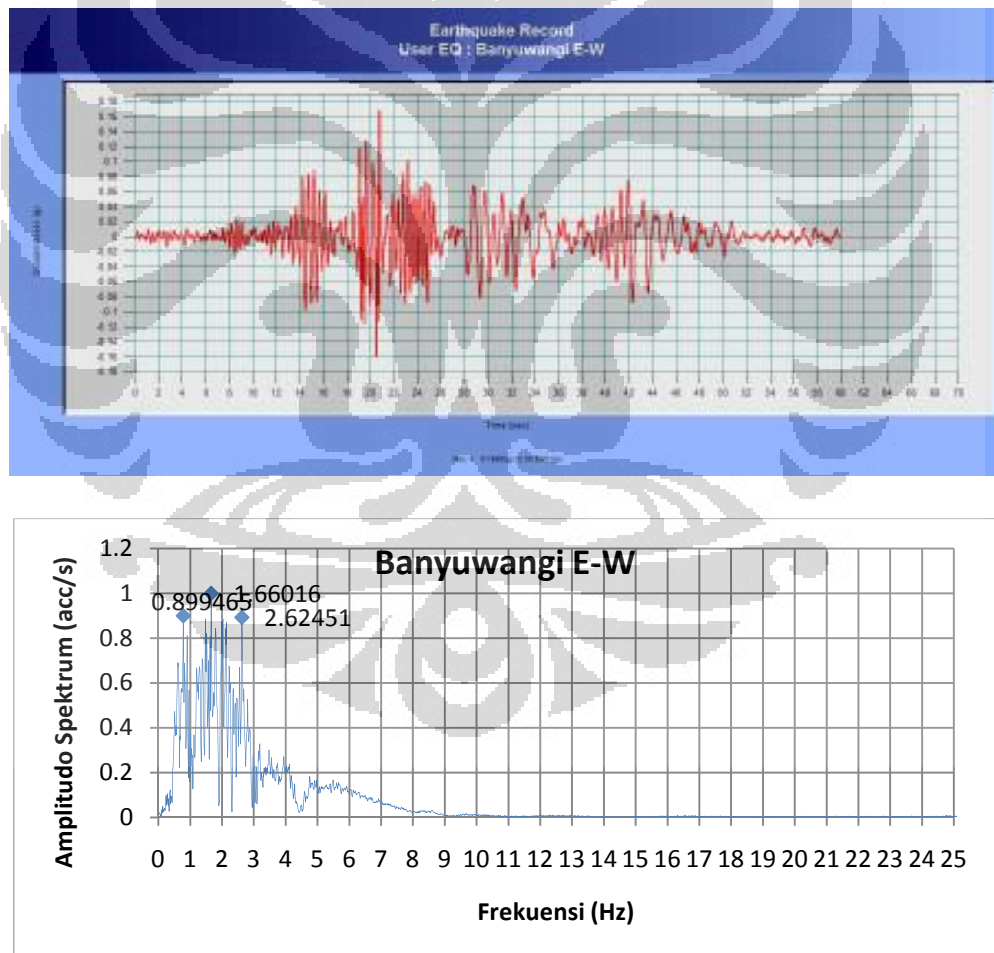
Gambar 4.20. Perbandingan rekaman *ground motion* longitudinal asli dan setelah penskalaan





Gambar 4.21. Perbandingan rekaman *ground motion* transversal asli dan setelah penskalaan

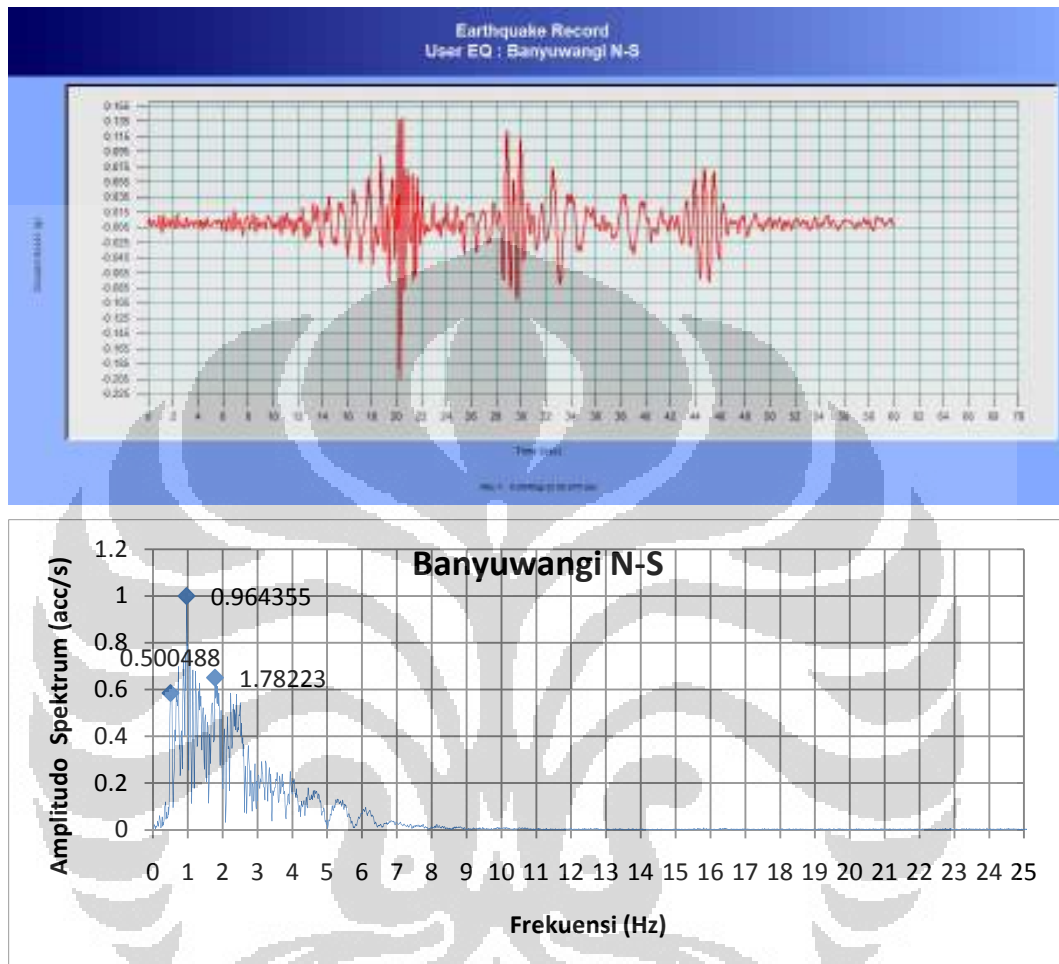
Dari hasil penskalaan di atas terlihat bahwa semua jenis gempa sudah memenuhi persyaratan untuk bisa digunakan sebagai analisis riwayat waktu pada struktur. Selanjutnya hasil tersebut dianalisis dan diolah kembali sehingga diperoleh grafik akselerogram yang baru dan spektrum frekuensi yang menggambarkan plat respon percepatan maksimum dari masing-masing rekaman gempa, sebagai berikut :



Gambar 4.22. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Banyuwangi transversal

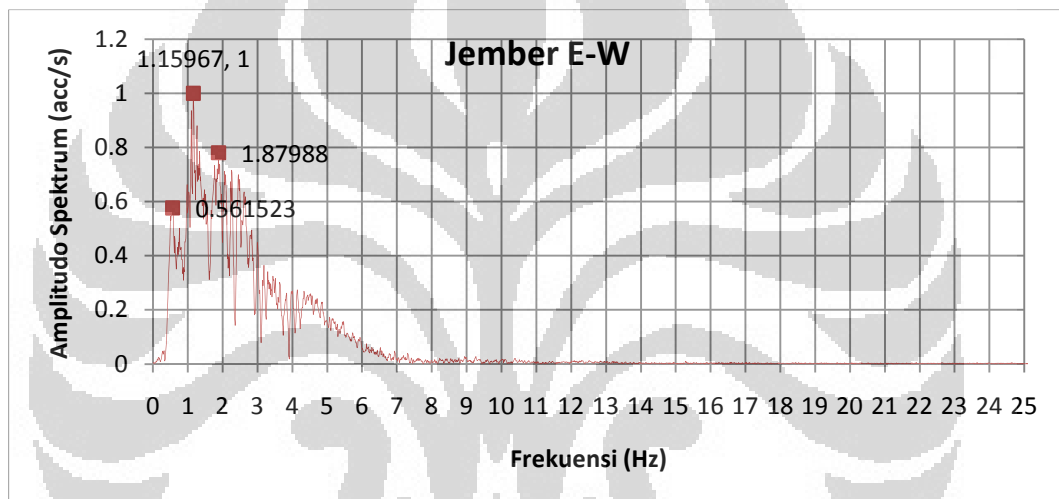
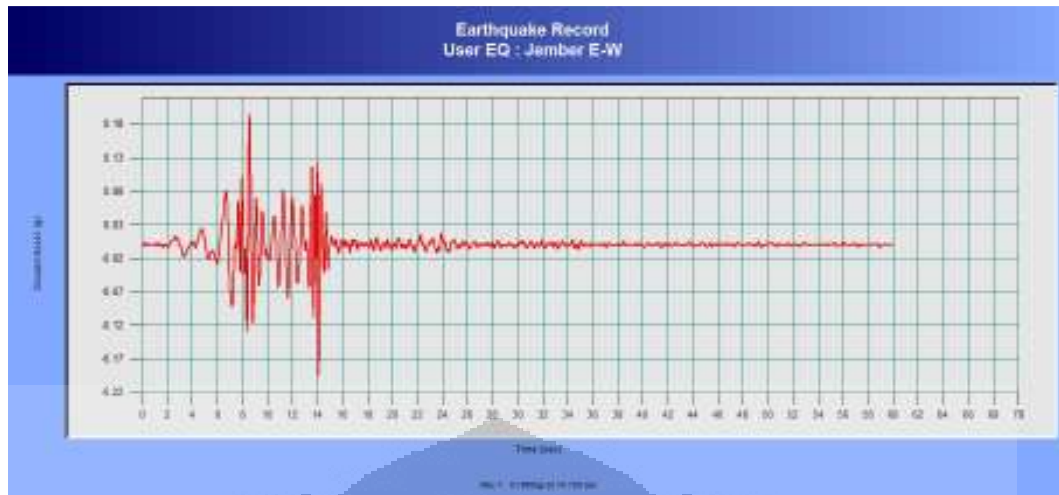
Pada rekaman gempa Banyuwangi transversal di atas dapat diketahui bahwa percepatan maksimum berada di lokasi sekitar detik ke 21, sementara

untuk frekuensi dominan dari gambar di atas setidaknya terdiri dari 3 komponen frekuensi, yaitu pada frekuensi 0.9 Hz, 1.66 Hz, dan 2.6 Hz.



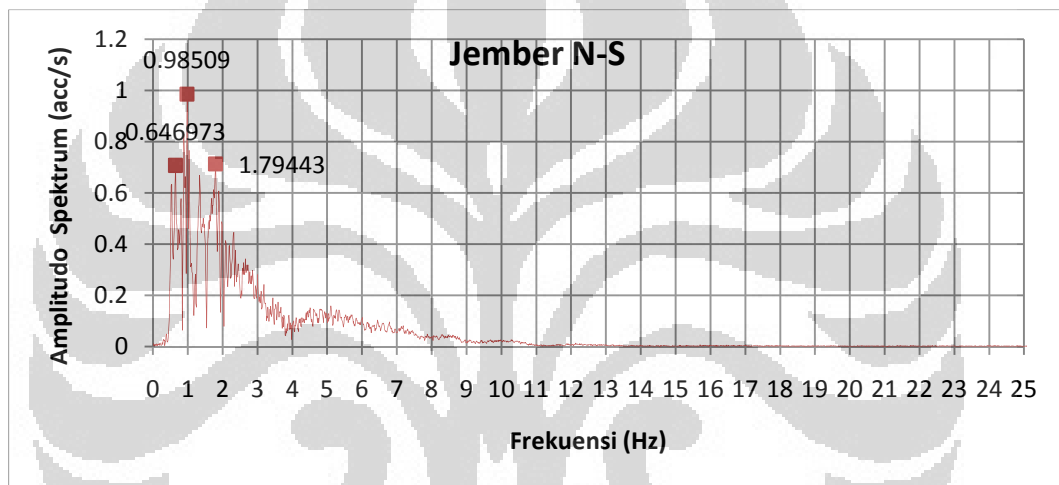
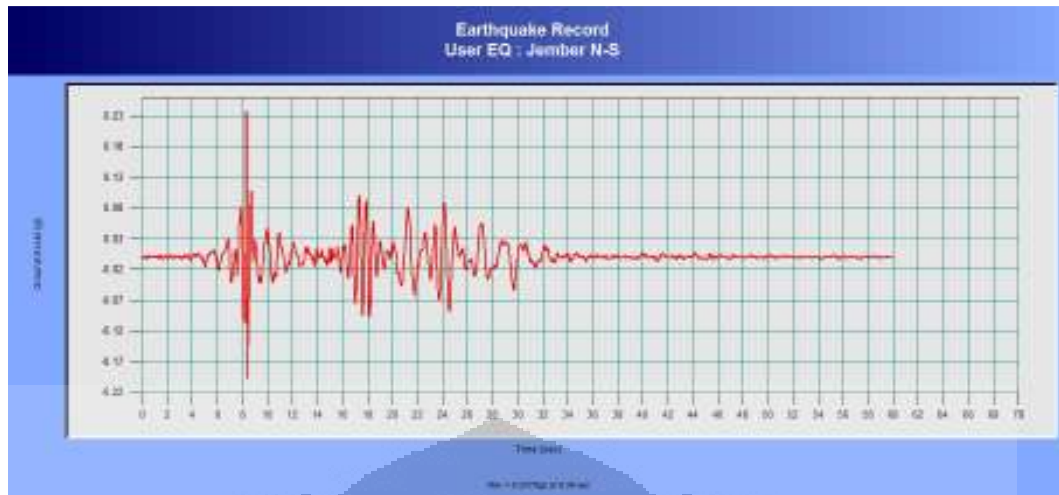
Gambar 4.23. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Banyuwangi longitudinal

Pada rekaman gempa Banyuwangi longitudinal di atas dapat diketahui bahwa percepatan maksimum berada di lokasi sekitar detik ke 20, sementara untuk frekuensi dominan dari gambar di atas setidaknya terdiri dari 3 komponen frekuensi, yaitu pada frekuensi 0.5 Hz, 0.96 Hz, dan 1.78 Hz.



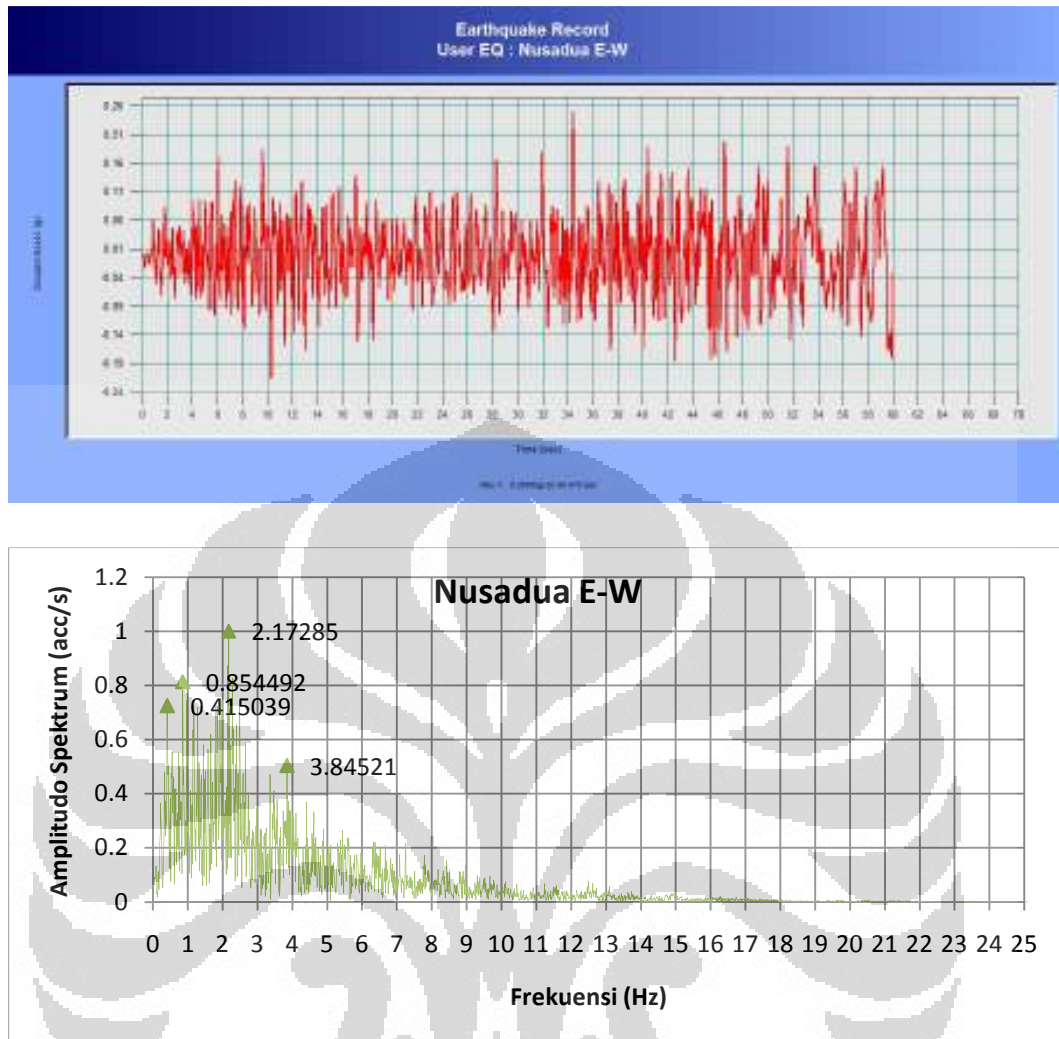
Gambar 4.24. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Jember transversal

Pada rekaman gempa Jember transversal di atas dapat diketahui bahwa percepatan maksimum berada di lokasi sekitar detik ke 14, sementara untuk frekuensi dominan dari gambar di atas setidaknya terdiri dari 3 komponen frekuensi, yaitu pada frekuensi 0.56 Hz, 1.16 Hz, dan 1.88 Hz.



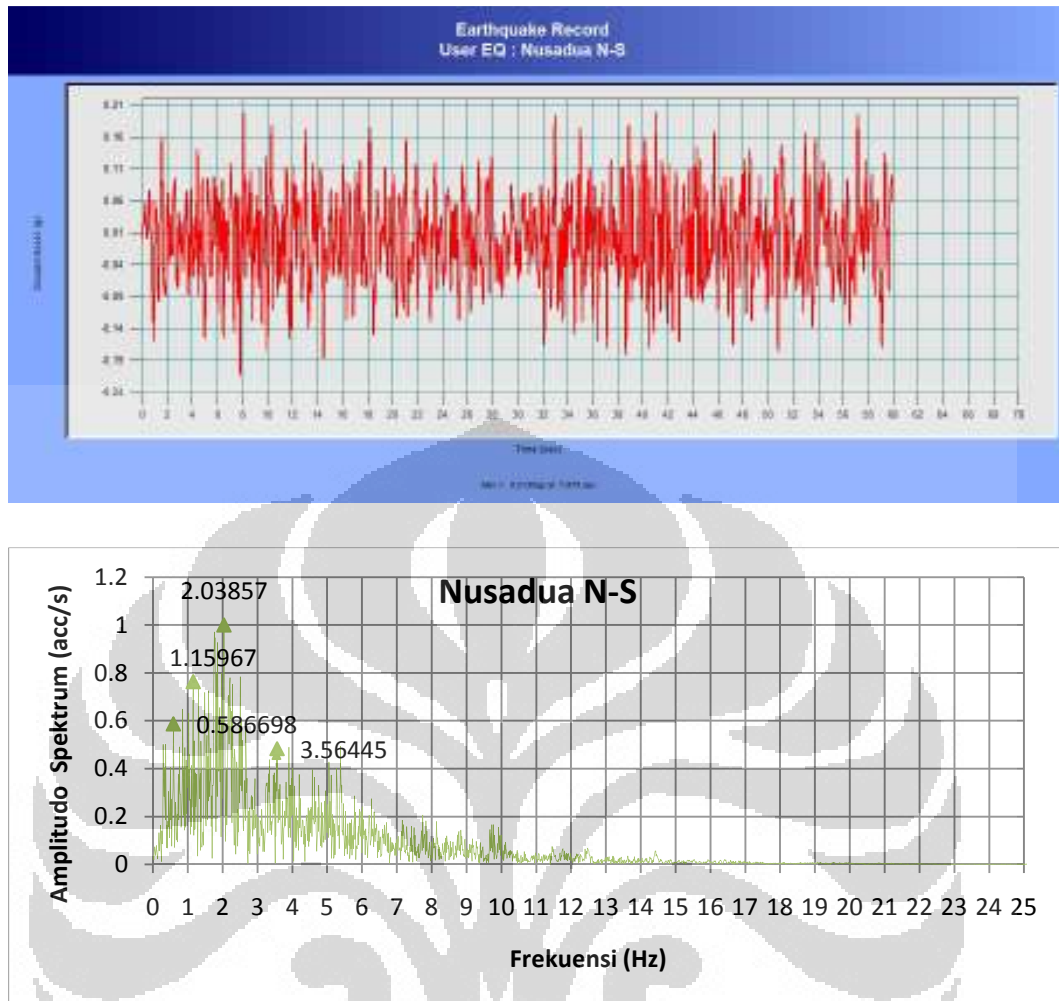
Gambar 4.25. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Jember longitudinal

Pada rekaman gempa Jember longitudinal di atas dapat diketahui bahwa percepatan maksimum berada di lokasi sekitar detik ke 8, sementara untuk frekuensi dominan dari gambar di atas setidaknya terdiri dari 3 komponen frekuensi, yaitu pada frekuensi 0.65 Hz, 0.98 Hz, dan 1.79 Hz.



Gambar 4.26. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Nusadua transversal

Pada rekaman gempa Nusadua transversal di atas dapat diketahui bahwa percepatan maksimum berada di lokasi sekitar detik ke 34, sementara untuk frekuensi dominan dari gambar di atas setidaknya terdiri dari 4 komponen frekuensi, yaitu pada frekuensi 0.42 Hz, 0.85 Hz, 2.17, dan 3.84 Hz.



Gambar 4.27. Rekaman percepatan tanah dan spektra fourier gempa Nusadua longitudinal

Pada rekaman gempa Nusadua longitudinal di atas dapat diketahui bahwa percepatan maksimum berada di lokasi sekitar detik ke 8, sementara untuk frekuensi dominan dari gambar di atas setidaknya terdiri dari 4 komponen frekuensi, yaitu pada frekuensi 0.58 Hz, 1.16 Hz, 2.04, dan 3.56 Hz.

Untuk lebih jelas mengenai percepatan maksimum dan frekuensi maksimum yang dihasilkan oleh masing-masing rekaman gempa, dapat dilihat dari tabel di bawah ini :

Tabel 4.4. Perbandingan nilai percepatan maksimum gempa

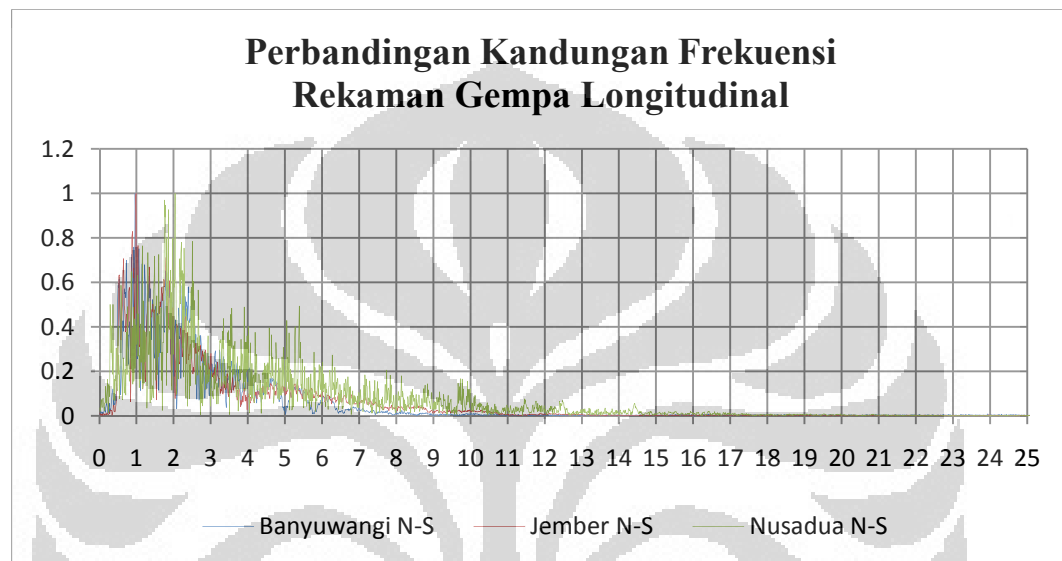
GEMPA	PERCEPATAN MAKSIMUM(g)	FREKUENSI MAKSIMUM (Hz)
Gempa Longitudinal		
Banyuwangi N-S	0.2040(g) pada 20.27 sec	0.96 Hz
Jember N-S	0.2370(g) pada 8.360 sec	0.99 Hz
Nusadua N-S	0.2130(g) pada 7.870 sec	2.04 Hz
Gempa Transversal		
Banyuwangi E-W	0.1680(g) pada 20.80 sec	1.66 Hz
Jember E-W	0.1950(g) pada 14.12 sec	1.16 Hz
Nusadua E-W	0.2500(g) pada 34.41 sec	2.17 Hz

Percepatan maksimum yang dihasilkan dari masing-masing rekaman gempa dapat dinyatakan sebagai amplitudo dari gempa tersebut. Dari tabel di atas dapat diketahui bahwa walaupun ketiga gempa di atas telah diskalakan sedemikian rupa sehingga menghasilkan respon spektrum yang sesuai dengan respon spektrum jembatan Suramadu, akan tetapi memiliki nilai percepatan maksimum yang berbeda dan begitu pun untuk nilai frekuensi maksimum yang dihasilkan. Dimana untuk gempa arah transversal, rekaman gempa Nusadua memiliki percepatan maksimum terbesar dan begitu halnya dengan frekuensi maksimum yang dihasilkan menunjukkan nilai yang terbesar dibandingkan dengan ketiga jenis gempa lainnya. Sementara untuk gempa arah longitudinal, rekaman gempa Jember memiliki percepatan maksimum dibandingkan dengan dua jenis rekaman gempa lainnya, akan tetapi frekuensi maksimum dihasilkan oleh rekaman gempa Nusadua. Adapun nilai frekuensi maksimum yang dihasilkan baik untuk gempa transversal maupun longitudinal adalah akibat gempa Nusadua. Nilai ini sangat bergantung dari amplitudo – amplitudo yang dihasilkan pada setiap rekaman gempa, dimana jika dilihat dari akselerogram dari semua rekaman gempa di atas, maka rekaman gempa Nusadua memiliki nilai amplitudo yang besar dan dengan nilai yang hampir sama. Hal ini berbeda dengan amplitudo yang dihasilkan oleh rekaman gempa lainnya. Misalnya untuk rekaman gempa Jember,

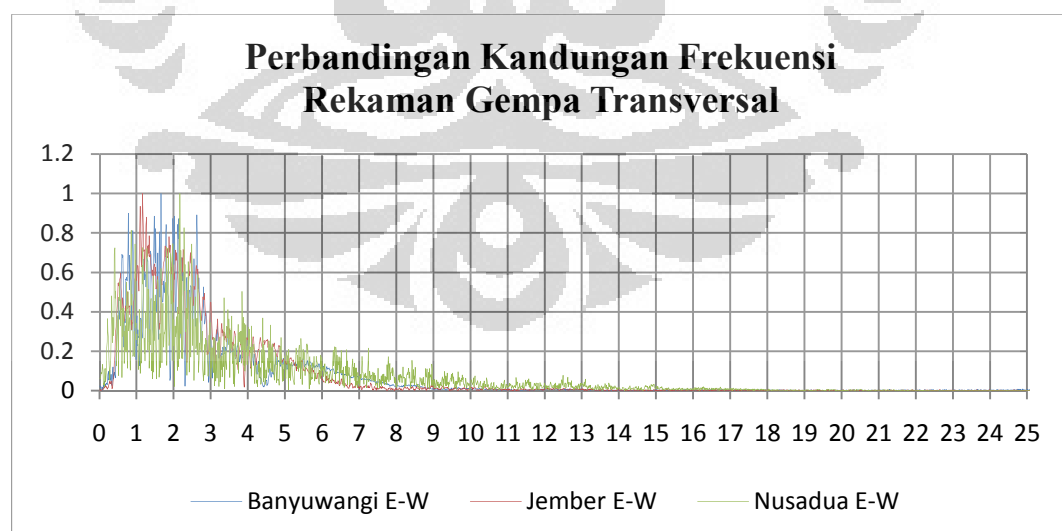
walaupun untuk arah transversal maupun longitudinal menghasilkan percepatan maksimum yang terbesar, akan tetapi jumlah amplitudo yang besar sangat sedikit, sehingga dihasilkan frekuensi maksimum yang juga kecil.

Berikut perbandingan dari grafik kandungan frekuensi yang dihasilkan dari masing-masing arah rekaman gempa.

- Kandungan frekuensi dari rekaman gempa longitudinal



Gambar 4.28. Perbandingan kandungan frekuensi rekaman gempa longitudinal



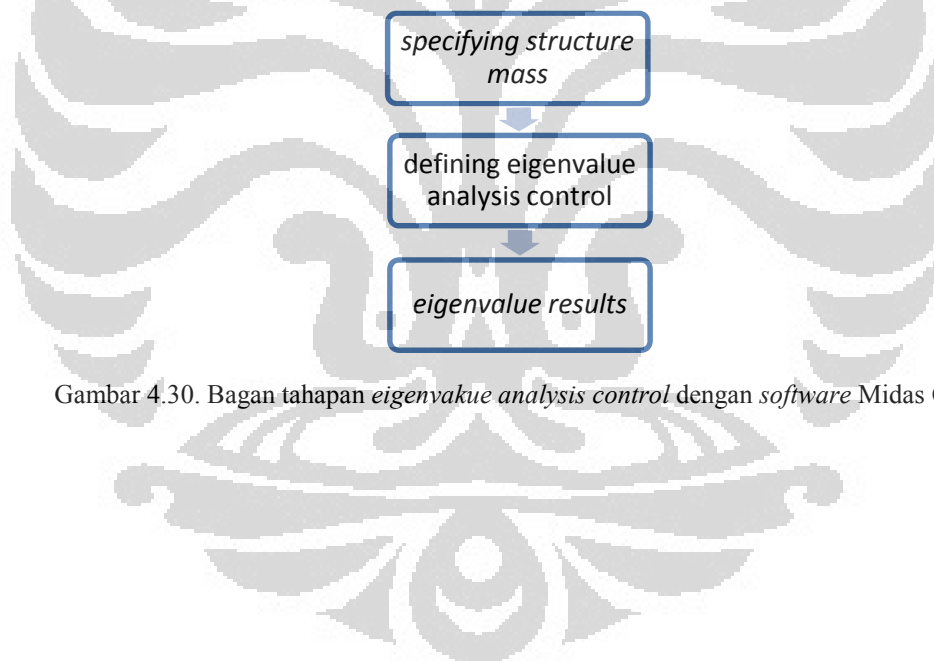
Gambar 4.29. Perbandingan kandungan frekuensi rekaman gempa transversal

Dari grafik perbandingan spektrum frekuensi di atas terlihat jelas bahwa gempa Nusadua memiliki komponen frekuensi maksimum yang lebih dominan dari gempa Banyuwangi maupun gempa Jember.

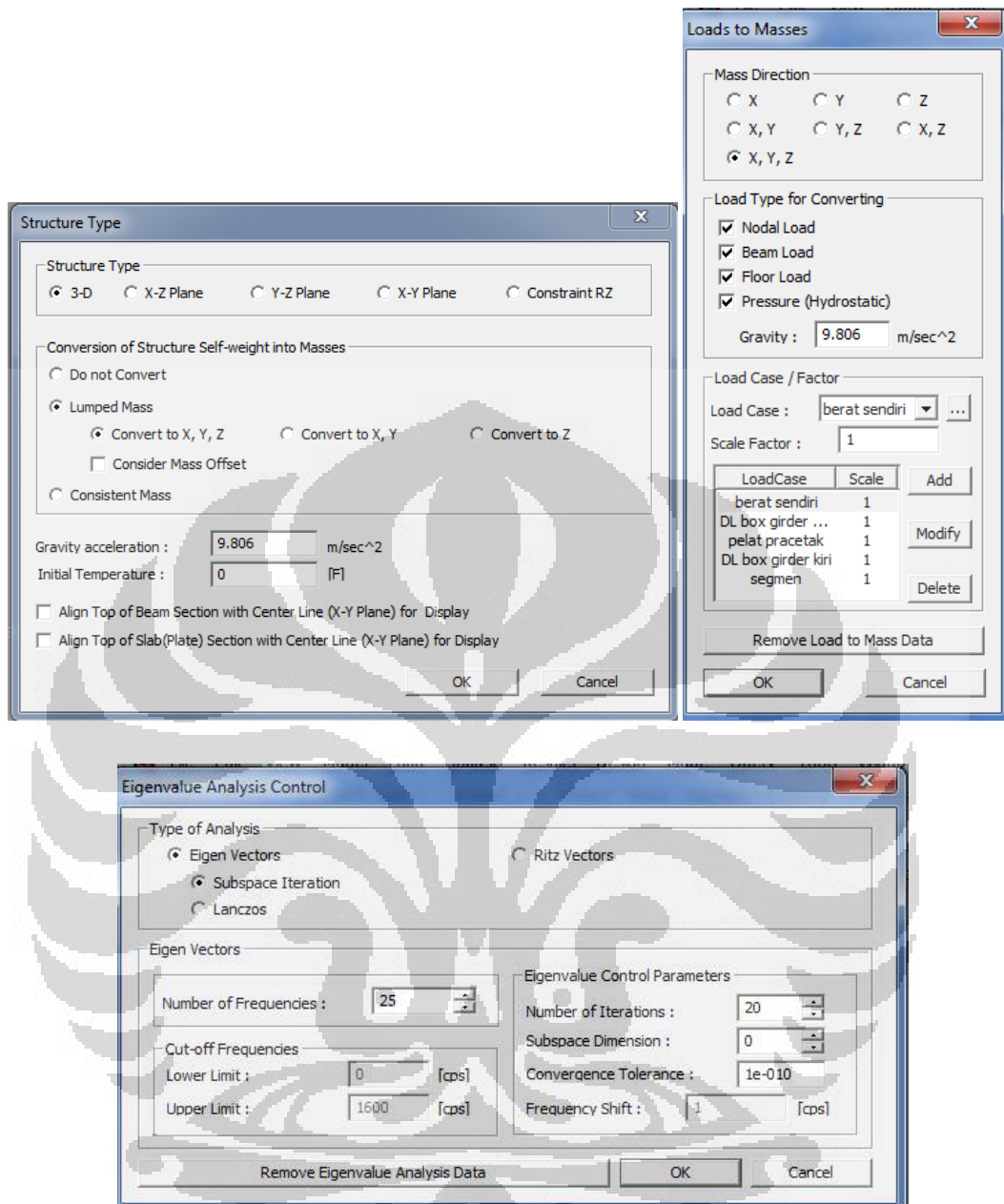
4.4 Hasil dan Analisis Karakteristik Dinamik Struktur

Analisis getaran bebas dilakukan untuk mendapatkan karakteristik dinamik dari struktur, yaitu : *natural shape (mode shape)*, *natural periode (frequency)*, dan *modal participation factors*, seperti yang telah dijelaskan sebelumnya pada bab II. Dalam penelitian ini, peneliti melakukan analisis getaran bebas dengan *eigenvalue analysis control* dengan menggunakan software Midas Civil v. 7.1.2. (Midas 2006).

Adapun tahapan dalam *eigenvalue analysis control* sebagai berikut :

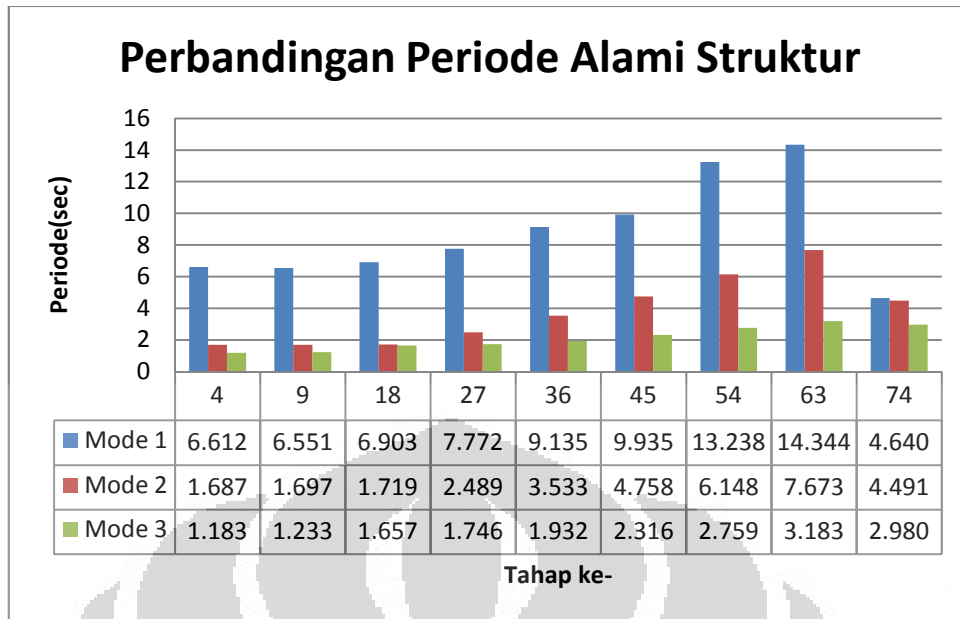


Gambar 4.30. Bagan tahapan *eigenvalue analysis control* dengan software Midas Civil



Gambar 4.31. Proses penginputan data pada MIDAS Civil untuk *eigenvalue analysis*

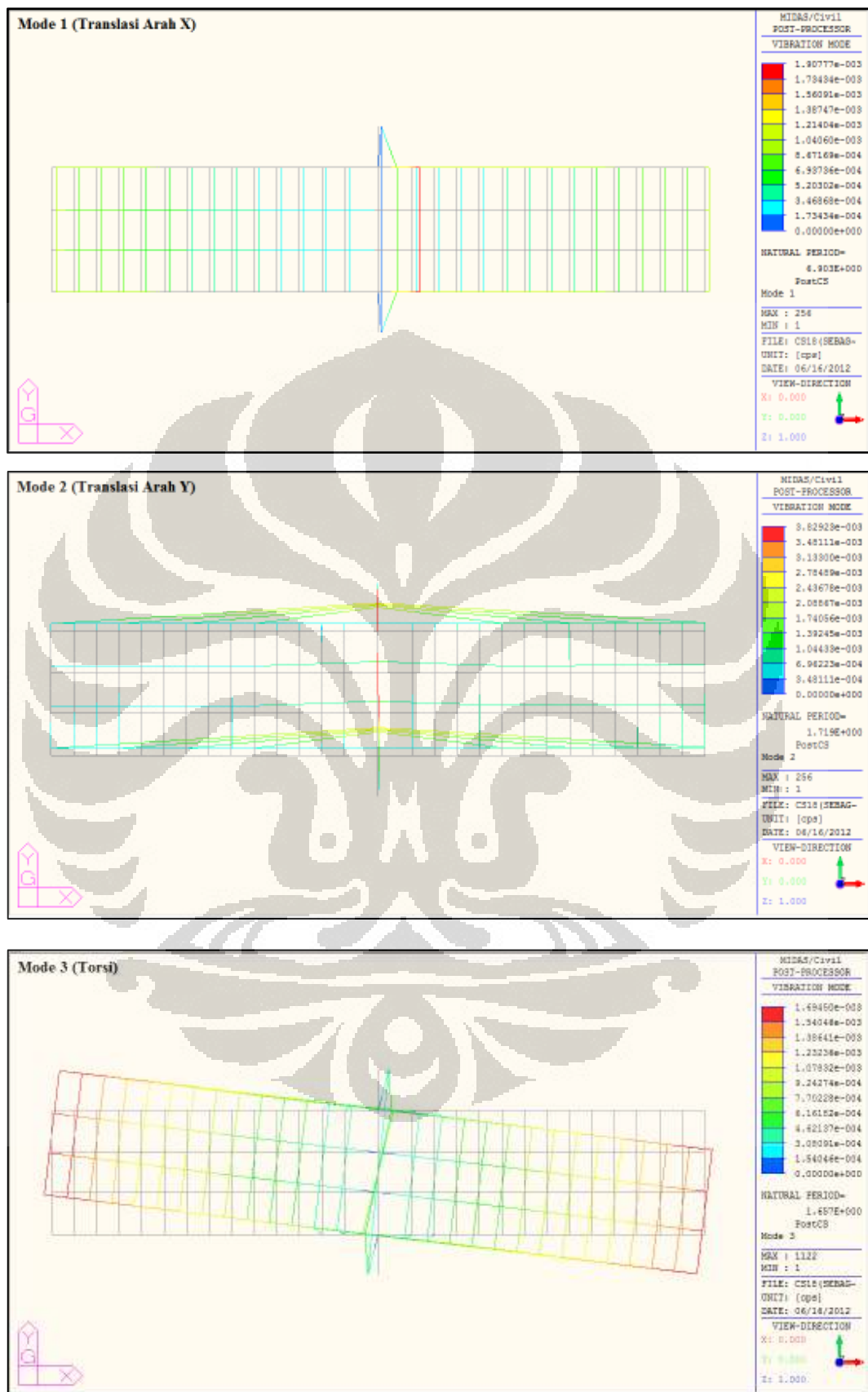
Proses penginputan data di atas dilakukan untuk setiap tahapan konstruksi sehingga diperoleh perbandingan periode getar struktur untuk masing-masing tahapan konstruksi yang terdapat pada lampiran. Berikut ini adalah grafik perbandingan periode getar struktur untuk *mode shape* pertama, kedua, dan ketiga per tahapan konstruksi.



Gambar 4.32. Perbandingan periode alami struktur tiap tahapan konstruksi

Dari grafik di atas menunjukkan bahwa mulai tahap ke-empat konstruksi hingga mencapai tahap ke-63 terjadi peningkatan nilai periode getar struktur yang dihasilkan untuk masing-masing moda, yaitu moda 1, moda 2, dan moda 3, sementara pada tahap ke-74 terjadinya penurunan periode getar struktur yang sangat signifikan dari tahapan sebelumnya. Hal ini menunjukkan bahwa kekakuan struktur sangat mempengaruhi pola ragam struktur, dimana semakin kaku struktur tersebut, maka pola pertama yang dihasilkan akan semakin kecil. Hal ini terlihat pada tahap ke-74 dimana terdapat elemen struktur tambahan yang hanya ada di tahap tersebut (gambar 4.7), yang menyebabkan struktur tertahan di bagian sisi kiri sehingga struktur menjadi lebih kaku dan stabil.

Sementara itu dari pola ragam getar yang dihasilkan pada setiap tahap konstruksi, dapat diketahui bahwa secara umum, pola ragam getar pertama adalah translasi arah x, pola ragam kedua adalah translasi arah y, sementara pada pola ragam getar ketiga terjadi torsi. Secara jelas perbedaan translasi dan rotasi bisa dilihat pada gambar berikut ini pada tahap konstruksi ke-18.



Gambar 4.33. Pola ragam getar 2D pada tahap 18 (a) pola 1, (b) pola 2, (c) pola 3

Kemudian untuk jumlah pola getar yang dihasilkan hingga mencapai 90 % dari berat total struktur yang diamati dari nilai partisipasi moda dengan program Midas diperoleh hasil yang berbeda-beda untuk setiap tahapan konstruksi.

Tabel 4.5. Modal partisipasi massa

Tahap ke-4 konstruksi

Pola Ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	6.612	0.151	55.41	55.41	0	0
2	1.687	0.593	0	55.41	65.34	65.34
3	1.183	0.845	0.07	55.48	0	65.34
4	1.163	0.860	27.85	83.33	0	65.34
5	1.042	0.959	0	83.33	0.03	65.37
6	1.042	0.960	0	83.33	0	65.37
7	0.691	1.448	0	83.33	14.01	79.38
8	0.574	1.742	0.78	84.11	0	79.38
9	0.567	1.764	13.19	97.3	0	79.38
10	0.526	1.902	0	97.3	0	79.38
11	0.470	2.127	0	97.3	0	79.38
12	0.418	2.390	2.26	99.56	0	79.38
13	0.387	2.585	0	99.56	0	79.38
14	0.353	2.829	0	99.56	0.1	79.48
15	0.353	2.835	0	99.56	14.75	94.23

Tahap ke-9 konstruksi

Pola ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	6.551	0.153	52.85	52.85	0	0
2	1.697	0.589	0	52.85	64.05	64.05
3	1.233	0.811	0.02	52.88	0	64.05
4	1.200	0.833	29.21	82.09	0	64.05
5	1.042	0.959	0	82.09	0.03	64.08
6	1.042	0.960	0	82.09	0	64.08
7	0.720	1.388	7.62	89.7	0	64.08
8	0.718	1.392	0.01	89.72	0.01	64.09
9	0.701	1.426	0.01	89.73	0.02	64.12
10	0.700	1.430	0	89.73	15.52	79.64
11	0.595	1.680	9.41	99.14	0	79.64
12	0.584	1.714	0	99.14	0	79.64

13	0.577	1.732	0	99.14	0.01	79.65
14	0.431	2.320	0	99.14	0	79.65
15	0.418	2.391	0	99.14	0	79.65
16	0.380	2.631	0	99.14	17.47	97.12
17	0.355	2.814	0	99.14	0	97.12
18	0.247	4.053	0	99.14	0	97.12
19	0.189	5.278	0.49	99.63	0	97.12
20	0.185	5.413	0.01	99.64	0	97.12

Tahap ke-18 konstruksi

Pola Ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	6.903	0.145	44.45	44.45	0	0
2	1.719	0.582	0	44.45	62.86	62.86
3	1.657	0.604	0	44.45	0.01	62.87
4	1.316	0.760	46.38	90.83	0	62.87
5	1.205	0.830	0.11	90.94	0	62.87
6	1.162	0.861	0.05	90.99	0	62.87
7	1.135	0.881	0	90.99	0	62.87
8	1.042	0.959	0	90.99	0.03	62.9
9	1.042	0.960	0	90.99	0	62.9
10	1.009	0.991	0	90.99	0.09	62.99
11	0.833	1.201	0	90.99	0	62.99
12	0.724	1.381	0	90.99	19.83	82.81
13	0.628	1.593	7	97.99	0	82.81
14	0.506	1.977	0.72	98.71	0.03	82.84
15	0.467	2.141	0.36	99.07	0.1	82.95
16	0.459	2.179	0	99.07	12.71	95.65
17	0.430	2.323	0	99.07	0	95.65
18	0.418	2.392	0	99.07	0	95.66
19	0.395	2.533	0.02	99.09	0.35	96
20	0.378	2.644	0	99.09	0.44	96.44

Tahap ke-27 konstruksi

Pola Ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	7.772	0.129	33.18	33.18	0	0
2	2.489	0.402	0	33.18	0	0
3	1.746	0.573	0	33.18	63.68	63.68

4	1.623	0.616	54.63	87.81	0	63.68
5	1.542	0.649	0.01	87.82	0	63.68
6	1.496	0.669	1.02	88.84	0	63.68
7	1.302	0.768	0	88.84	0.15	63.83
8	1.163	0.860	2.3	91.14	0	63.83
9	1.042	0.959	0	91.14	0.03	63.86
10	1.042	0.960	0	91.14	0	63.86
11	0.831	1.204	0.02	91.16	0.01	63.87
12	0.807	1.239	2.58	93.73	0.08	63.95
13	0.793	1.261	0.4	94.14	7.16	71.11
14	0.792	1.263	0.08	94.22	18.65	89.76
15	0.640	1.561	4.5	98.72	0	89.76
16	0.623	1.606	0	98.72	0	89.76
17	0.612	1.634	0	98.72	0.01	89.77
18	0.574	1.742	0	98.72	1.86	91.62
19	0.431	2.322	0	98.72	0	91.62
20	0.418	2.392	0	98.72	0	91.62

Tahap ke-36 konstruksi

Pola Ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	9.135	0.109	22.88	22.88	0	0
2	3.533	0.283	0	22.88	0	0
3	1.932	0.518	0.75	23.63	0	0
4	1.883	0.531	63.84	87.47	0	0
5	1.788	0.559	0	87.47	67.4	67.4
6	1.733	0.577	1.73	89.2	0.04	67.44
7	1.534	0.652	0.05	89.24	0.52	67.97
8	1.117	0.896	2.49	91.74	0	67.97
9	1.099	0.910	0.04	91.77	0	67.97
10	1.079	0.927	2.77	94.54	0	67.97
11	1.042	0.959	0	94.54	0.17	68.14
12	1.042	0.960	0	94.54	0	68.14
13	1.009	0.991	0	94.54	17.52	85.66
14	0.851	1.175	0	94.54	0	85.66
15	0.824	1.213	0	94.54	0.53	86.2
16	0.771	1.297	0	94.54	0	86.2
17	0.663	1.509	0	94.54	2.73	88.93
18	0.652	1.534	4.04	98.58	0	88.93
19	0.561	1.782	0.22	98.8	0	88.93
20	0.548	1.826	0.08	98.88	0	88.93

21	0.447	2.238	0	98.88	0	88.93
22	0.444	2.254	0	98.88	0.03	88.96
23	0.431	2.323	0	98.88	0	88.96
24	0.418	2.392	0	98.88	0	88.96
25	0.382	2.615	0	98.88	9.05	98.01

Tahap ke-45 konstruksi

Pola Ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	9.935	0.101	15.54	15.54	0	0
2	4.758	0.210	0	15.54	0	0
3	2.316	0.432	0.05	15.59	0	0
4	2.096	0.477	70.84	86.43	0	0
5	1.953	0.512	1.8	88.23	0.18	0.19
6	1.888	0.530	0.02	88.25	71.28	71.47
7	1.730	0.578	0.03	88.28	5.97	77.43
8	1.404	0.712	4.92	93.2	0	77.43
9	1.367	0.731	0.92	94.12	0	77.43
10	1.333	0.750	0	94.12	3.81	81.25
11	1.046	0.956	0	94.12	0	81.25
12	1.042	0.959	0	94.12	0.01	81.26
13	1.042	0.960	0	94.12	0	81.26
14	1.023	0.978	0	94.12	0.24	81.49
15	0.981	1.019	0.44	94.56	0	81.49
16	0.780	1.282	1.84	96.4	0	81.5
17	0.765	1.307	0.05	96.45	0	81.5
18	0.738	1.355	0	96.45	0	81.5
19	0.694	1.441	0	96.45	7.39	88.89
20	0.653	1.532	2.24	98.69	0	88.89
21	0.597	1.676	0	98.69	0	88.89
22	0.592	1.689	0	98.69	0	88.89
23	0.448	2.231	0.21	98.9	0	88.89
24	0.439	2.280	0.05	98.96	0	88.89
25	0.430	2.325	0	98.96	0.03	88.92
26	0.426	2.350	0	98.96	8.82	97.74

Tahap ke-54 konstruksi

Pola Ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	13.238	0.076	10.1	10.1	0	0

2	6.148	0.163	0	10.1	0	0
3	2.759	0.362	0	10.1	0	0
4	2.304	0.434	74.16	84.26	0.02	0.02
5	2.259	0.443	0.32	84.58	0.14	0.16
6	2.196	0.455	0.02	84.6	60.39	60.55
7	1.943	0.515	0	84.6	14.85	75.4
8	1.670	0.599	9.02	93.62	0	75.4
9	1.596	0.627	0.64	94.26	0	75.4
10	1.585	0.631	0	94.26	4.3	79.7
11	1.232	0.812	0	94.26	0	79.7
12	1.193	0.838	0	94.27	0.18	79.88
13	1.042	0.959	0	94.27	0.01	79.9
14	1.042	0.960	0	94.27	0	79.9
15	0.992	1.008	1.88	96.15	0	79.9
16	0.976	1.025	0.07	96.22	0	79.9
17	0.883	1.132	0.03	96.25	0	79.9
18	0.751	1.331	0	96.25	0	79.9
19	0.735	1.361	0	96.25	0	79.9
20	0.716	1.397	0	96.25	10.15	90.05

Tahap ke-63 konstruksi

Pola Ragam	Periode	Frekuensi	TRAN-X		TRAN-Y	
	(sec)	(Hz)	Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	14.344	0.070	6.96	6.96	0	0
2	7.673	0.130	0	6.96	0	0
3	3.183	0.314	0	6.96	0	0
4	2.726	0.367	0	6.97	54.26	54.26
5	2.527	0.396	0.88	7.85	0.01	54.27
6	2.490	0.402	72.08	79.93	0	54.28
7	2.153	0.465	0	79.93	6.55	60.82
8	1.906	0.525	13.08	93.01	0	60.82
9	1.782	0.561	0.96	93.97	0	60.82
10	1.685	0.593	0	93.97	18.52	79.35
11	1.402	0.713	0	93.97	0.01	79.35
12	1.339	0.747	0	93.97	0.15	79.5
13	1.207	0.828	2.16	96.14	0	79.5
14	1.181	0.847	0.12	96.26	0	79.5
15	1.042	0.959	0	96.26	0.02	79.52
16	1.042	0.960	0	96.26	0	79.52
17	0.887	1.128	0	96.26	0	79.52
18	0.876	1.142	0	96.26	0	79.52

19	0.798	1.253	0.15	96.41	0	79.52
20	0.751	1.331	0.87	97.28	0	79.52
21	0.746	1.340	0.01	97.3	0	79.52
22	0.740	1.351	0	97.3	12.3	91.82
23	0.668	1.496	1.47	98.77	0	91.82
24	0.663	1.508	0	98.77	0	91.82
25	0.609	1.643	0	98.77	0	91.82

Tahap ke-74 konstruksi

Pola Ragam	Periode (sec)	Frekuensi (Hz)	TRAN-X		TRAN-Y	
			Mass (%)	Sum (%)	Mass (%)	Sum (%)
1	4.640	0.216	1.03	1.03	0	0
2	4.491	0.223	0	1.03	22.62	22.62
3	2.980	0.336	0	1.03	0.19	22.81
4	2.343	0.427	2.37	3.4	0	22.81
5	1.966	0.509	1.1	4.5	0	22.81
6	1.734	0.577	0	4.5	31.88	54.69
7	1.717	0.582	0.01	4.51	2.07	56.76
8	1.523	0.657	0	4.51	0.06	56.81
9	1.428	0.700	1.6	6.12	0	56.81
10	1.307	0.765	1.3	7.41	0	56.81
11	1.084	0.923	61.48	68.9	0	56.81
12	1.042	0.959	0	68.9	0.02	56.84
13	1.042	0.960	0	68.9	0	56.84
14	1.035	0.966	0.02	68.91	0.01	56.84
15	1.024	0.976	0	68.91	0	56.84
16	0.913	1.095	4.27	73.19	0	56.84
17	0.868	1.153	0	73.19	26.13	82.98
18	0.833	1.200	3.32	76.5	0	82.98
19	0.773	1.294	0	76.5	9.51	92.49
20	0.718	1.392	1.03	77.53	0	92.49
21	0.698	1.432	0	77.53	0.01	92.5
22	0.678	1.474	0	77.53	0.01	92.51
23	0.630	1.588	8.11	85.64	0	92.51
24	0.627	1.594	0.01	85.65	0	92.51
25	0.618	1.619	0.01	85.65	2.29	94.8
26	0.608	1.645	0.35	86.01	0	94.8
27	0.556	1.798	0.05	86.06	0	94.8
28	0.489	2.043	0	86.06	0.01	94.81
29	0.466	2.147	0	86.06	0.04	94.85
30	0.462	2.163	0	86.06	0.03	94.88

31	0.431	2.319	0.01	86.08	0	94.88
32	0.427	2.340	0.06	86.14	0	94.88
33	0.418	2.392	0	86.14	0	94.88
34	0.385	2.599	0.08	86.22	0	94.88
35	0.359	2.788	0	86.22	0	94.88
36	0.351	2.846	0	86.22	0.03	94.92
37	0.332	3.014	0.02	86.24	0.06	94.97
38	0.329	3.040	0	86.24	3.51	98.48
39	0.325	3.072	7.31	93.55	0	98.48
40	0.31	3.20	0.01	93.55	0	98.48

Dari beberapa tabel di atas, maka dapat diketahui bahwa dari tahap 4 sampai tahap 63, translasi arah x lebih dahulu mencapai persyaratan 90 % dibandingkan translasi arah y, sementara pada tahap 74, dimana struktur sudah menjadi lebih kaku akibat penambahan pier sementara pada masing-masing ujung struktur, mengakibatkan struktur lebih dahulu mencapai 90 % pada translasi arah y.

4.5 Pengaruh Kandungan Frekuensi Gempa Terhadap Respon Spektrum

Sesuai dengan penjelasan pada bab II, bahwa resonansi terjadi jika periode frekuensi alami struktur sama dengan frekuensi gempa yang mengakibatkan *displacement* yang terjadi setelah eksitasi gempa berhenti akan semakin besar.

Dalam menganalisis setiap tahapan konstruksi apakah terjadi resonansi atau tidak, peneliti melakukan perbandingan antara frekuensi getar struktur yang dilihat sesuai dengan pola ragam getar yang dihasilkan dari program Midas Civil dengan frekuensi masing-masing gempa. Berikut ini tabel yang menggambarkan kandungan frekuensi struktur pada setiap tahapan konstruksi pada pola ragam 1, 2 dan 3 yang diperoleh dari analisis *eigenvalue*.

Tabel 4.6. Kandungan frekuensi struktur

Tahap	4	9	18	27	36	45	54	63	74
Frekuensi 1 (cps)	0.151	0.153	0.145	0.129	0.109	0.101	0.076	0.070	0.216
Frekuensi 2 (cps)	0.593	0.589	0.582	0.402	0.283	0.210	0.163	0.130	0.223
Frekuensi 3 (cps)	0.845	0.811	0.604	0.573	0.518	0.432	0.362	0.314	0.336

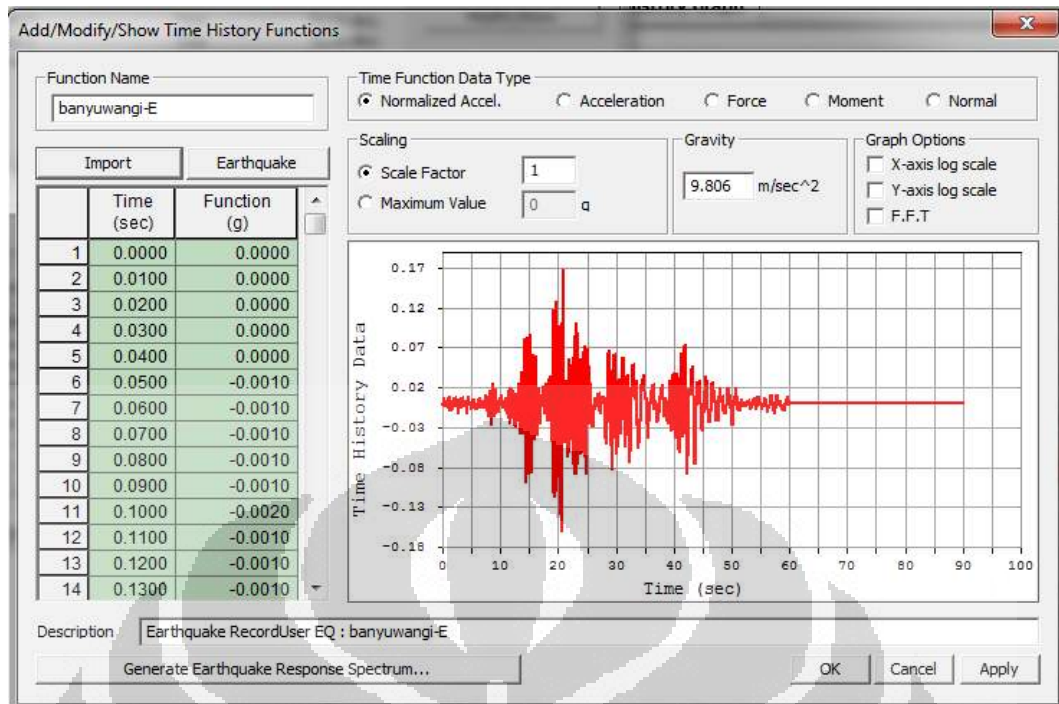
Pada tabel di atas dapat diketahui bahwa semakin besar beban dengan struktur masih dalam kondisi kantilever (tahap 4 – tahap 63) maka nilai frekuensi yang dihasilkan akan semakin kecil. Hal ini berbeda pada tahap 74 dimana dibagian ujung struktur sudah diperkaku oleh pier sementara, sehingga struktur menjadi lebih kaku dan menghasilkan frekuensi yang terbesar dibandingkan dengan tahap lainnya.

Selanjutnya, dalam penelitian ini, hasil dari nilai frekuensi struktur di atas, akan dibandingkan dengan hasil yang diperoleh dengan metode *peak picking* untuk menentukan frekuensi natural struktur, sehingga juga bisa terlihat bagaimana grafik yang dihasilkan akibat pembebanan harmonis.

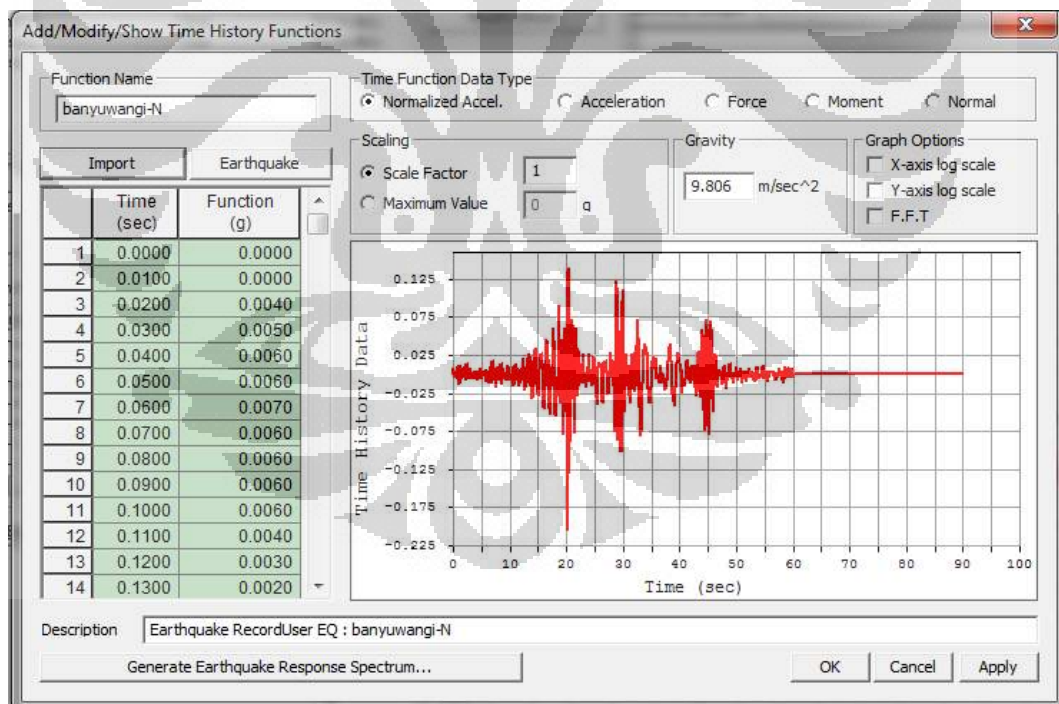
Dalam metode *peak picking*, frekuensi natural struktur didapatkan dari nilai-nilai puncak respon nodal struktur dalam domain frekuensi akibat getaran bebas (*free vibration*). Sebelum mendapatkan respon getaran bebas, struktur terlebih dahulu diberi eksitasi paksa (*forced vibration*) untuk memastikan moda-moda utama struktur tinjauan mengalami eksitasi.

Fase eksitasi paksa atau *forced vibration* yang diberikan pada struktur jembatan berasal dari input gempa Banyuwangi, gempa Jember, dan gempa Nusadua dalam arah transversal (X) dan Longitudinal (Y) pada detik 0-60 detik. Kemudian pada detik 60-90 detik, nilai input percepatan dibuat menjadi nol untuk memastikan struktur mengalami fase getaran bebas (*free vibration*). Selanjutnya berdasarkan respon percepatan pada salah satu nodal struktur juga akan didapatkan respon *forced vibration* (0-60 detik) dan *free vibration* (60-90 detik).

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



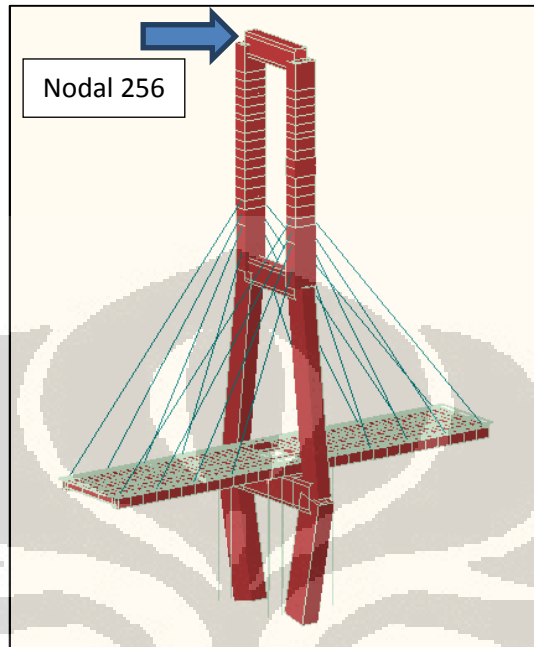
Gambar 4.34. Input beban *peak picking* gempa Banyuwangi arah X (Transversal)



Gambar 4.35. Input beban *peak picking* gempa Banyuwangi arah Y (Longitudinal)

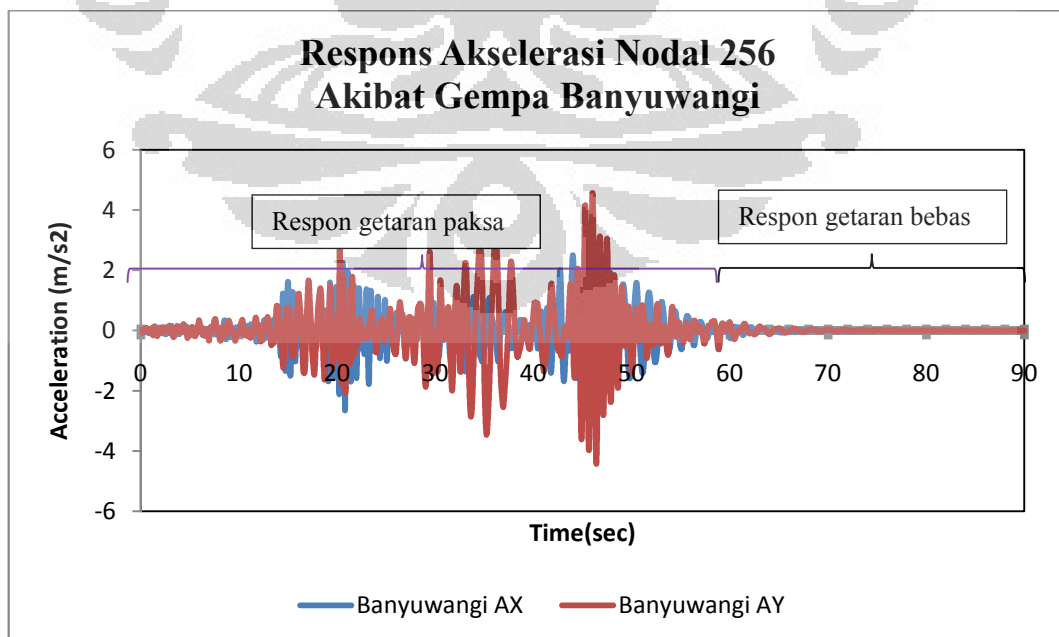
Selanjutnya akan dipilih salah satu nodal tinjauan untuk mendapatkan respon akselerasi akibat pembebanan dalam arah X dan Y yang telah diberikan

sebelumnya. Dalam hal ini akan diambil nodal tinjauan dengan nomor 202, yaitu nodal ditengah balok portal seperti berikut ini:



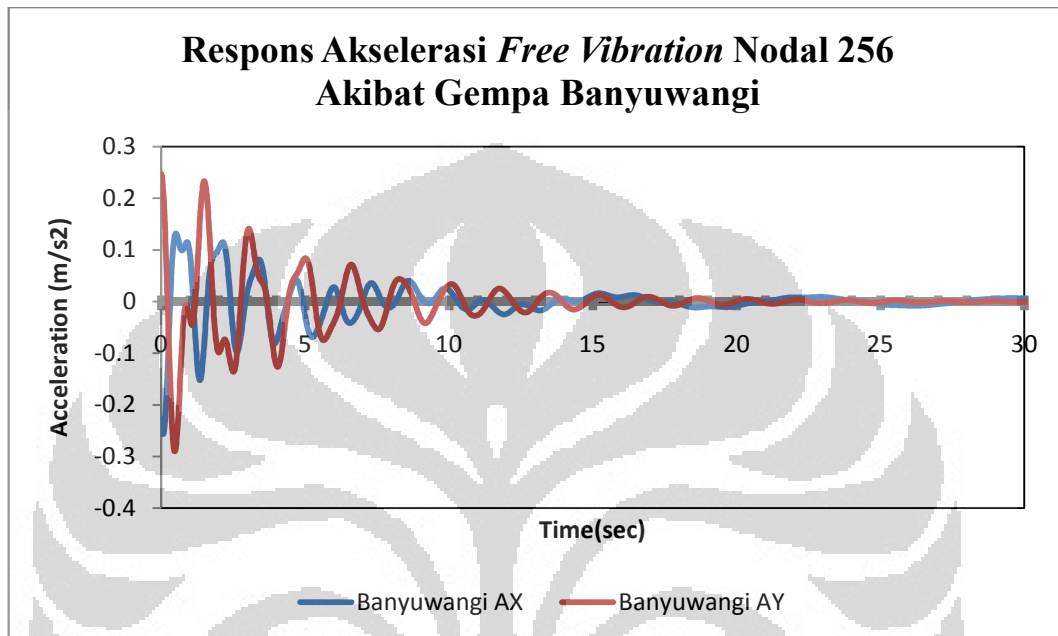
Gambar 4.36. Posisi nodal tinjauan untuk *peak picking*

Berikut adalah gambar respon akselerasi pada nodal 256 akibat *forced vibration* dan *free vibration* :



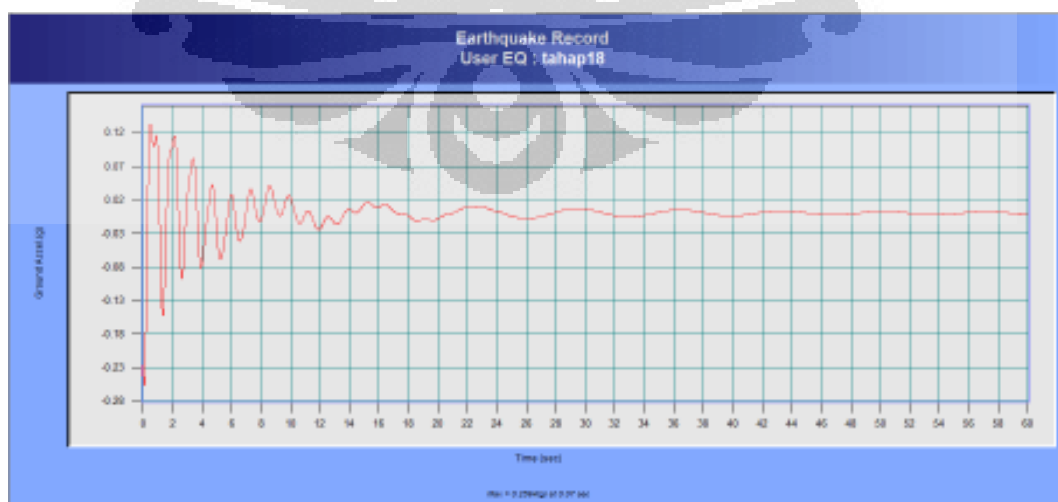
Gambar 4.37. Respon akselerasi nodal (*forced vibration & free vibration*)

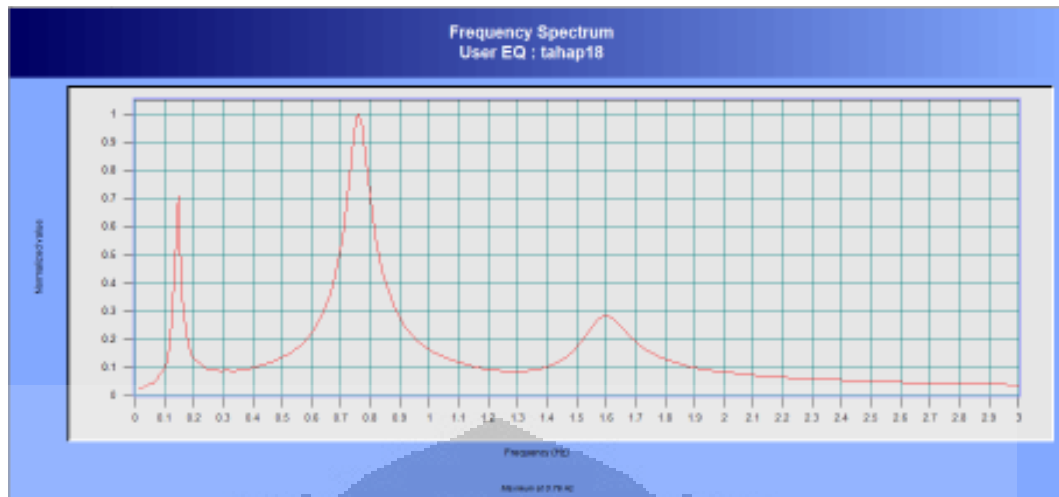
Selanjutnya berdasarkan respon akselerasi tersebut, maka tinjauan beralih hanya pada *response free vibration* nodal. Gambar berikut ini menunjukkan respon akselerasi getaran bebas pada nodal 256 dalam domain waktu.



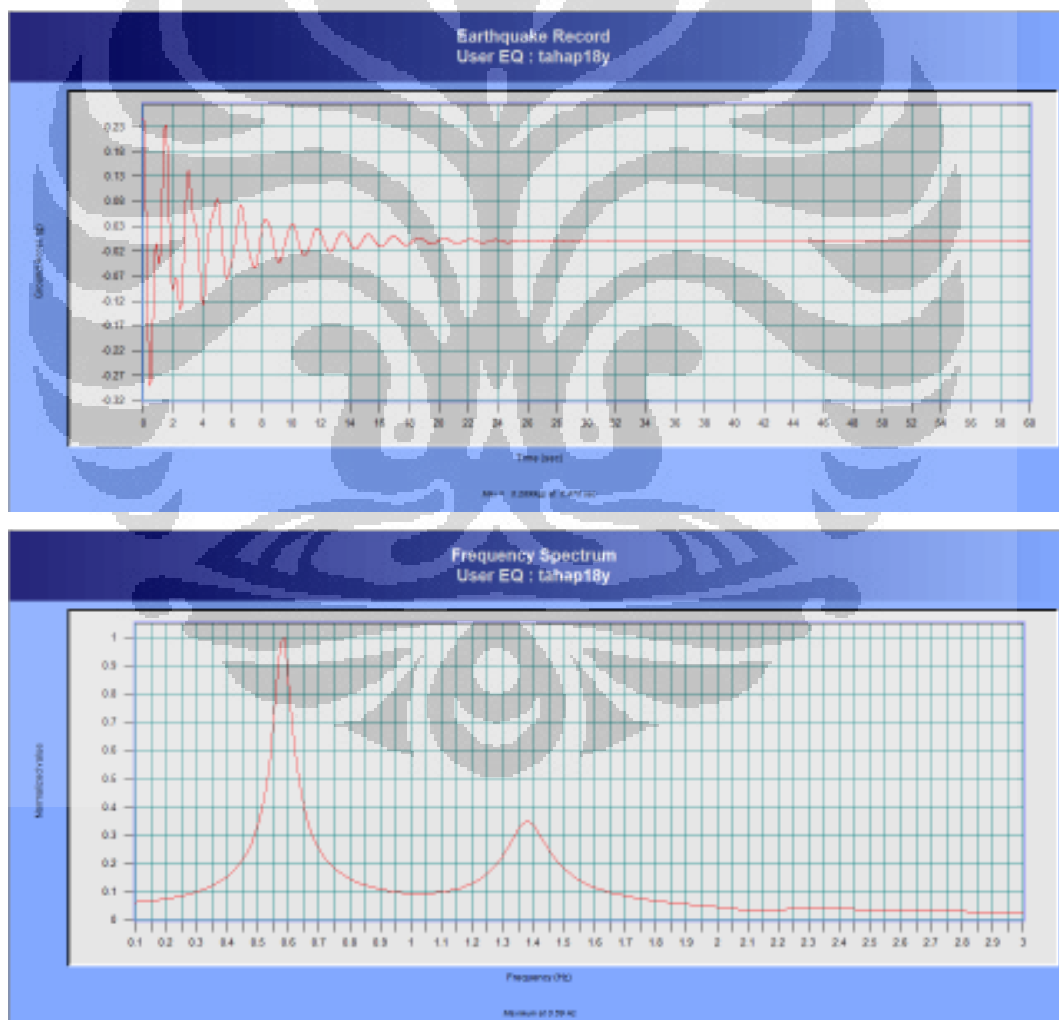
Gambar 4.38. Respon akselerasi nodal 202 (*free vibration*)

Metode *peak picking* dilakukan setelah mendapatkan hasil transformasi *Fourier* dari respon akselerasi *free vibration* nodal 256 dalam domain frekuensi.

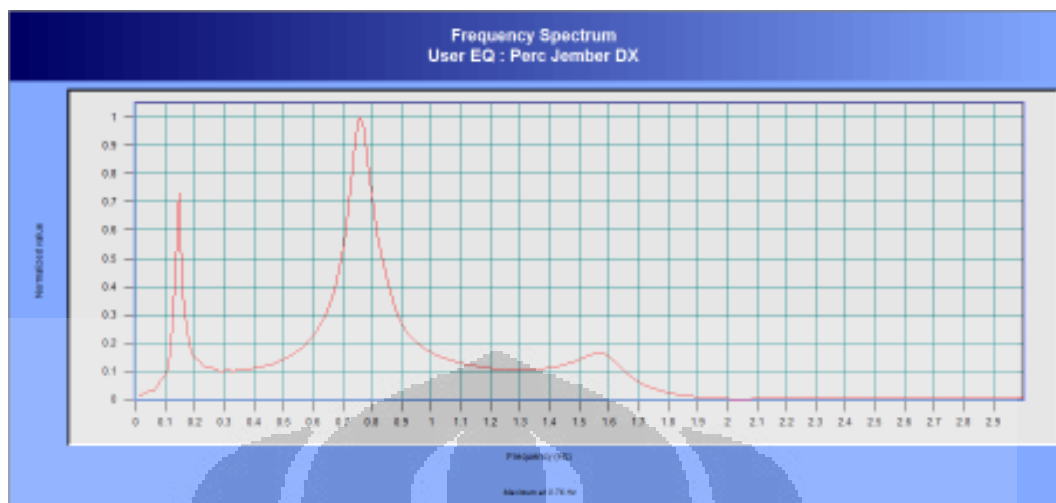




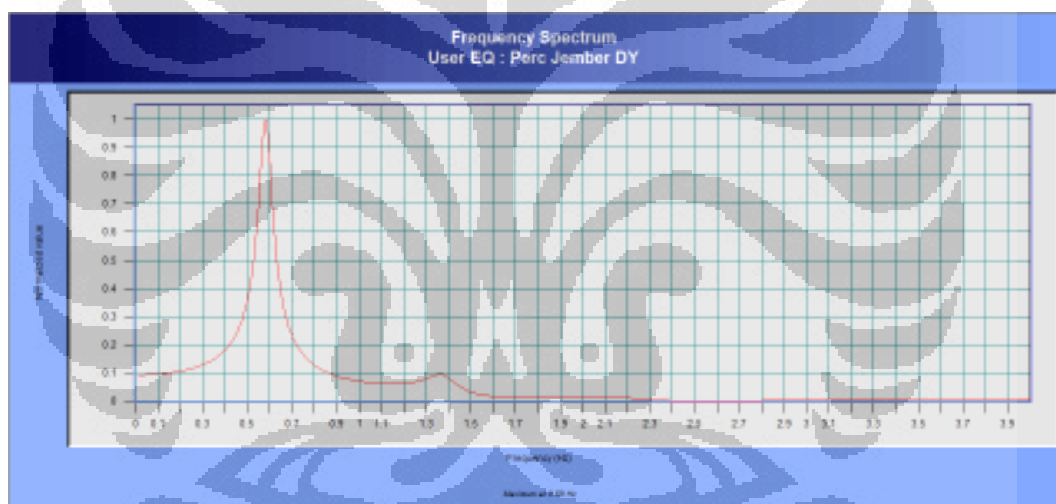
Gambar 4.39. Respon akselerasi nodal 256 arah X tahap 18 akibat gempa Banyuwangi



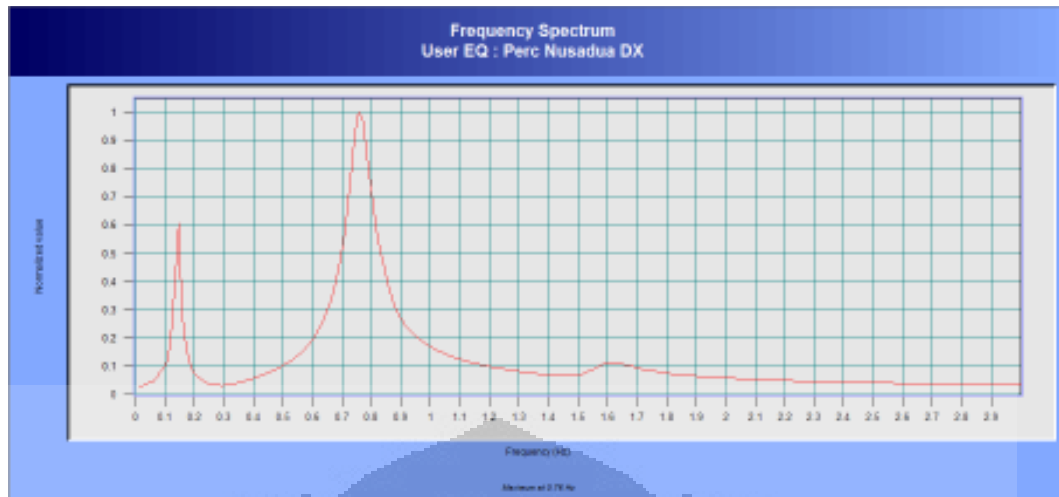
Gambar 4.40. Respon akselerasi nodal 256 arah Y tahap 18 akibat gempa Banyuwangi
 Dengan cara yang sama, maka juga diperoleh kandungan frekuensi struktur akibat gempa Jember transversal maupun longitudinal.



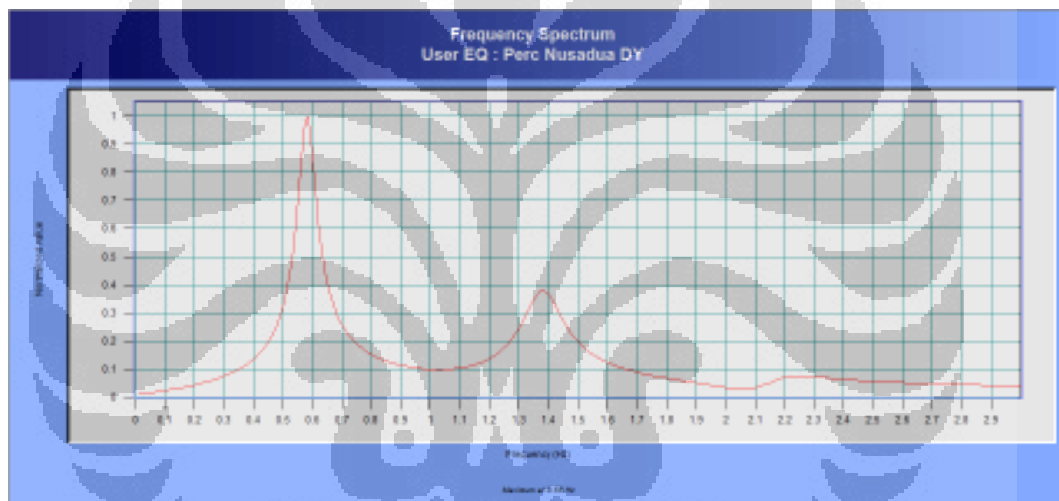
Gambar 4.41. Akselerasi nodal 256 arah X tahap 18 akibat gempa Jember



Gambar 4.42. Akselerasi nodal 256 arah Y tahap 18 akibat gempa Jember



Gambar 4.43. Akselerasi nodal 256 arah X tahap 18 akibat gempa Nusadua



Gambar 4.44. Akselerasi nodal 256 arah Y tahap 18 akibat gempa Nusadua

Dari gambar 4.37 – 4.42 menunjukkan bahwa baik akibat gempa Banyuwangi, Jember, maupun Nusadua, diperoleh hasil yang sama untuk frekuensi natural struktur yang dihasilkan berdasarkan metode *peak picking*, yaitu sebagai berikut:

- (Arah X / *Transversal direction*)
 - Frekuensi 1 = 0.15 Hz
 - Frekuensi 2 = 0.76 Hz
 - Frekuensi 3 = 1.6 Hz
- (Arah Y / *Longitudinal direction*)
 - Frekuensi 1 = 0.59 Hz
 - Frekuensi 2 = 1.37 Hz

Hasil di atas hampir sama dengan nilai-nilai menurut metode eigen value dengan perbedaan sebagai berikut :

Tabel 4.7. Perbandingan *peak picking method* dan *eigenvalue*

Moda	Frekuensi (Hz)		Perbedaan (%)	Arah
	<i>Eigen Value</i>	<i>Peak Picking</i>		
1	0.145	0.15	3.4	Transversal (x)
2	0.582	0.59	1.37	Longitudinal (y)

Dari tabel di atas maka dapat dilihat bahwa baik metode *peak picking*, maupun metode eigenvalue menghasilkan nilai yang hampir sama.

Sementara itu, frekuensi dominan masing-masing gempa berdasarkan gambar 4.20 – 4.25 dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.8. Kandungan frekuensi dominan gempa

Gempa	No.	Arah Transversal (Hz)	Arah Longitudinal (Hz)
Banyuwangi	1	0.899465	0.500488
	2	1.660216	0.964355
	3	2.624510	1.782230
Jember	1	1.159670	0.646973
	2	0.561523	0.985090
	3	1.879880	1.794430
Nusadua	1	0.415038	0.586698
	2	0.854492	1.159670
	3	2.172850	2.038570
	4	3.84521	3.564450

Dari tabel 4.7 dan tabel 4.8, dapat diketahui bahwa nilai frekuensi yang dihasilkan ke-enam jenis rekaman gempa tidak ada yang berimpit dengan frekuensi struktur, sehingga dapat dikatakan bahwa akibat gempa Banyuwangi, Jember, maupun Nusadua tidak akan terjadi resonansi yang berarti bahwa struktur tanah tidak akan hancur total. Hal ini diperkuat dengan hasil respon *displacement* pada setiap tahapan konstruksi akibat gempa, tidak ada yang mengalami pembesaran. Hal inilah yang dikatakan bahwa frekuensi yang terjadi mempunyai efek positif terhadap respon elastik struktur.

4.6 Respon Riwayat Waktu Akibat Gempa Transversal dan Gempa Longitudinal

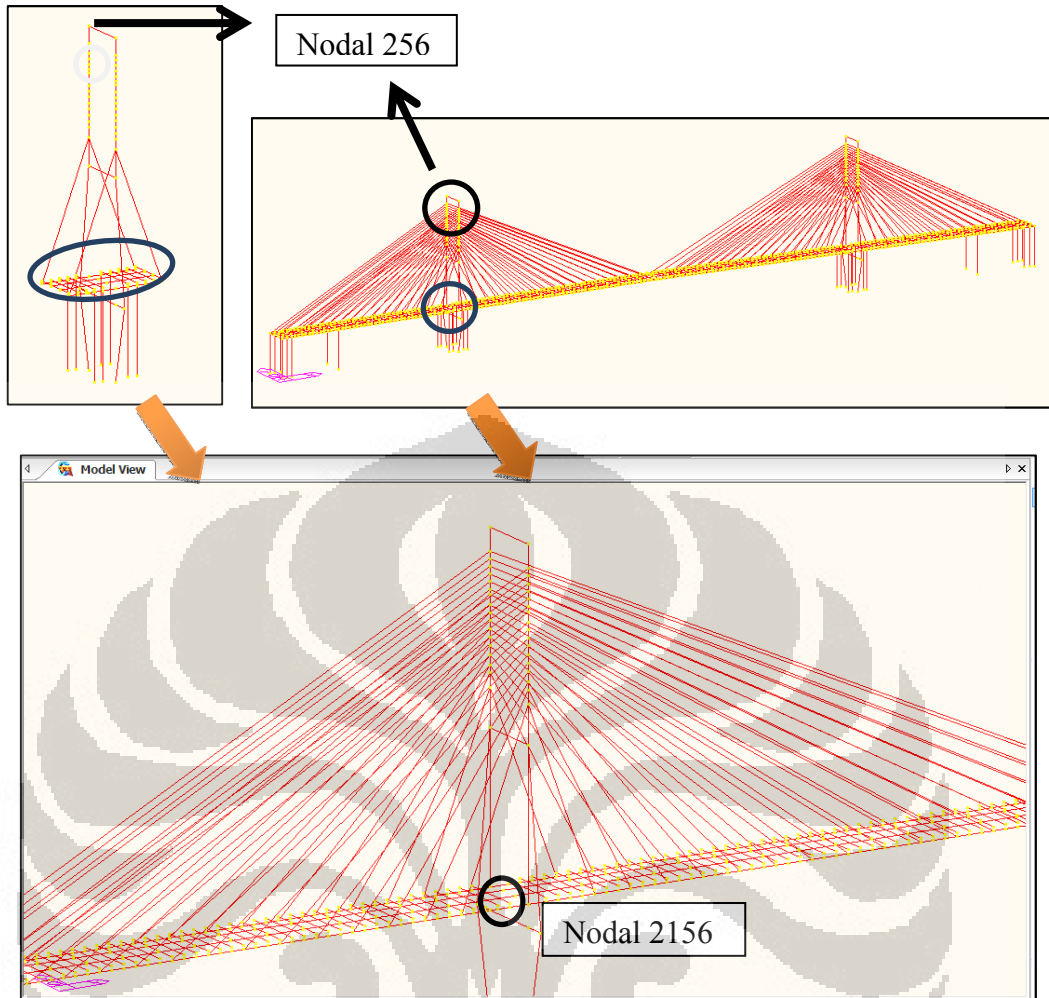
Analisis riwayat waktu respon dinamik dilakukan pada jembatan Suramadu bertujuan untuk mempelajari perilaku struktur dari detik ke detik selama gempa berlansung. Dengan demikian, dalam analisis ini gempa masukan berupa gerakan tanah sebagai fungsi dari waktu, akan diberikan pada struktur sehingga bisa dilihat bagaimana respon *displacement*, gaya-gaya dalam, serta tegangan yang dihasilkan.

Menurut Clough (1982) bahwa aspek yang paling penting dari gerak bumi akibat gempa bumi adalah pengaruh yang ditimbulkannya terhadap struktur, yaitu tegangan dan deformasi / *displacement*. Oleh karena itu, dalam penelitian ini, peneliti akan menganalisis hal tersebut dalam setiap tahapan konstruksi.

4.6.1 Respon *displacement*

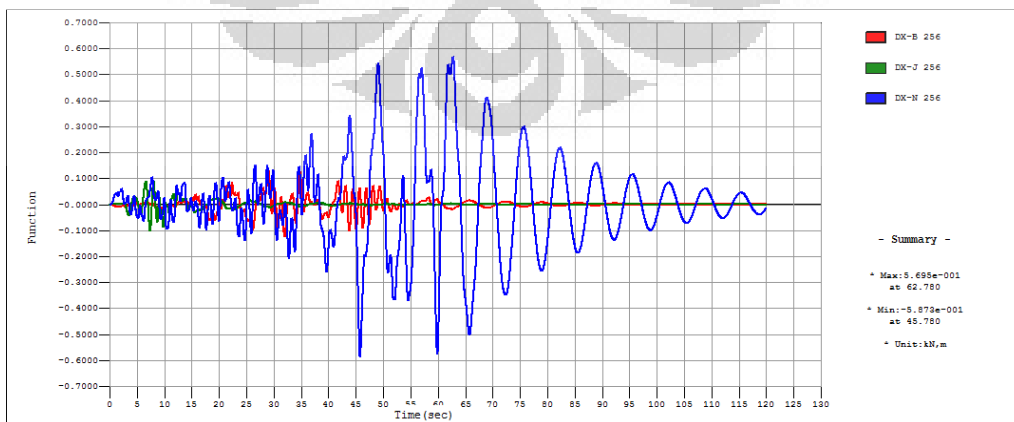
Adapun dalam penelitian ini, akan dianalisis *displacement* yang terjadi pada puncak pilon yaitu arah x akibat gempa transversal dan arah y akibat gempa longitudinal. Analisis pada puncak pilon dilakukan agar dapat diketahui bagaimana respon *displacement* yang dihasilkan pada setiap tahap konstruksi akibat ketiga jenis rekaman gempa yang berbeda. Selanjutnya peneliti juga akan menganalisis besarnya lendutan yang terjadi pada ujung dek dan pada tengah dek dari setiap tahapan konstruksi untuk setiap jenis rekaman gempa.

Berikut ini lokasi nodal yang akan ditinjau dalam penelitian ini :

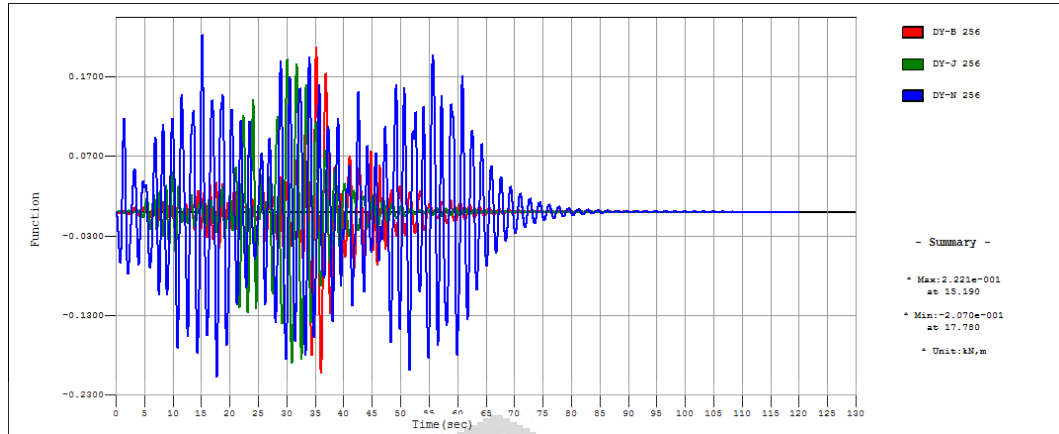


Gambar 4.45. Lokasi nodal untuk dianalisis

Berikut ini hasil respon *displacement* pada nodal 256, yaitu pada puncak pylon akibat gempa transversal dan gempa longitudinal



Gambar 4.46. Respon *displacement* (DX) tahap 4 pada puncak pylon

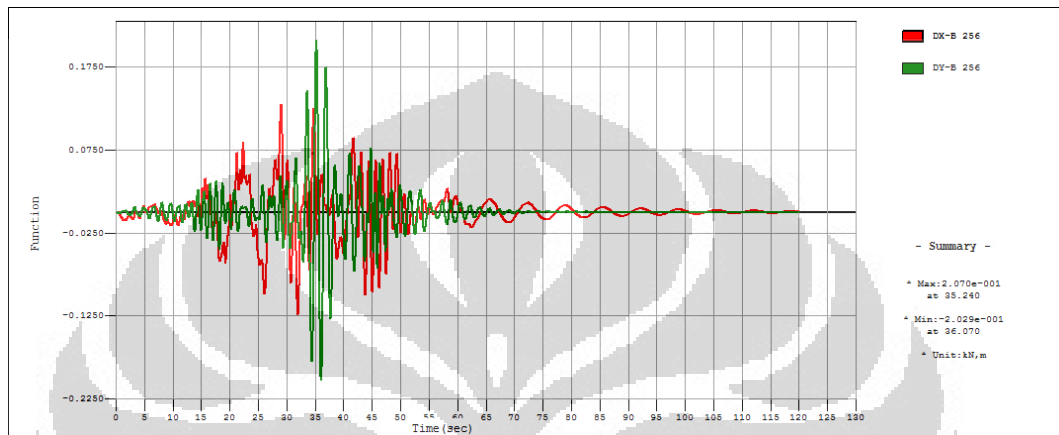


Gambar 4.47. Respon *displacement* (DY) tahap 4 pada puncak pylon

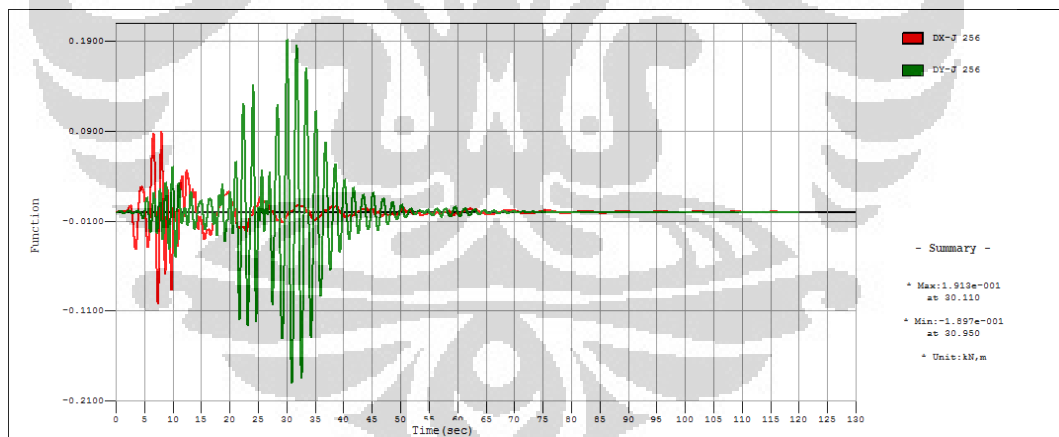
Dari dua grafik di atas yang menunjukkan hasil respon *displacement* pada puncak pylon yang masing-masing akibat gempa transversal dan gempa longitudinal, maka dapat terlihat bahwa *displacement* yang dihasilkan pada arah x yaitu akibat gempa longitudinal Nusadua memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan *displacement* akibat gempa transversal Nusadua yaitu arah y. Sebaliknya untuk gempa Banyuwangi dan gempa Jember menunjukkan respon *displacement* arah y yaitu akibat gempa longitudinal menghasilkan respon *displacement* yang lebih besar. Hal ini disebabkan karena nilai PGA (*Peak Ground Acceleration*), yaitu nilai percepatan puncak tanah yang terdapat pada tabel 4.4 menunjukkan bahwa nilai PGA akibat gempa transversal Nusadua lebih besar dibandingkan nilai PGA gempa Longitudinal Nusadua, dan sebaliknya nilai PGA gempa Jember dan Banyuwangi arah transversal menunjukkan nilai PGA yang lebih kecil dibandingkan dengan nilai PGA dari gempa longitudinal. Oleh karena itu dapat dikatakan bahwa nilai PGA merupakan salah satu penentu dari nilai respon yang dihasilkan pada struktur, dimana nilai PGA yang lebih besar, juga akan menghasilkan respon *displacement* yang lebih besar. Hal ini juga terlihat dari respon yang dihasilkan masing-masing akibat gempa transversal maupun gempa longitudinal, dimana akibat gempa transversal, respon yang dihasilkan akibat gempa Nusadua menunjukkan hasil yang jauh lebih besar, sementara akibat gempa longitudinal menghasilkan respon yang hampir sama dikarenakan nilai PGA gempa longitudinal juga hampir sama. Yaitu, gempa transversal Banyuwangi = 0.168g, Jember = 0.1950g, dan Nusadua = 0.250g.

Sementara akibat gempa longitudinal Banyuwangi = 0.2040g, Jember = 0.237g, dan Nusadua = 0.213g.

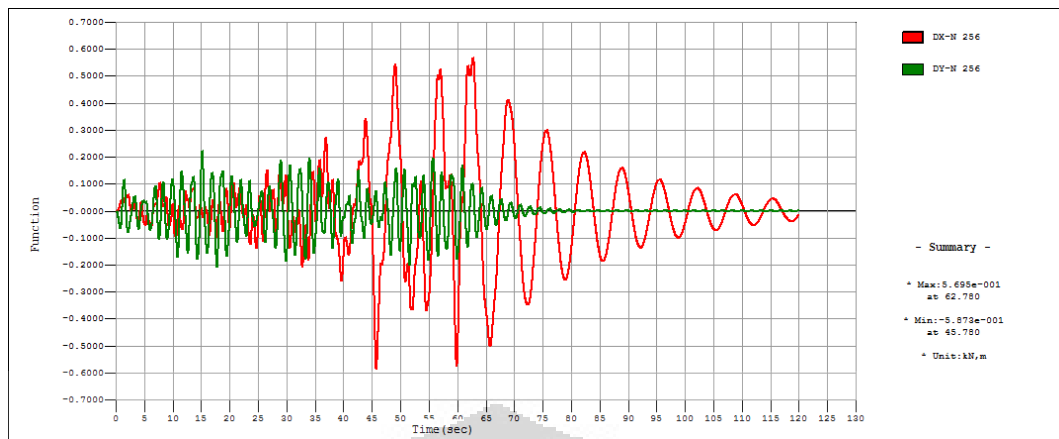
Secara detail perbandingan antara respon *displacement* akibat masing-masing gempa untuk arah transversal dan longitudinal pada tahap 4, bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.48. Perbandingan respon *displacement* akibat gempa transversal dan gempa longitudinal Banyuwangi pada tahap 4



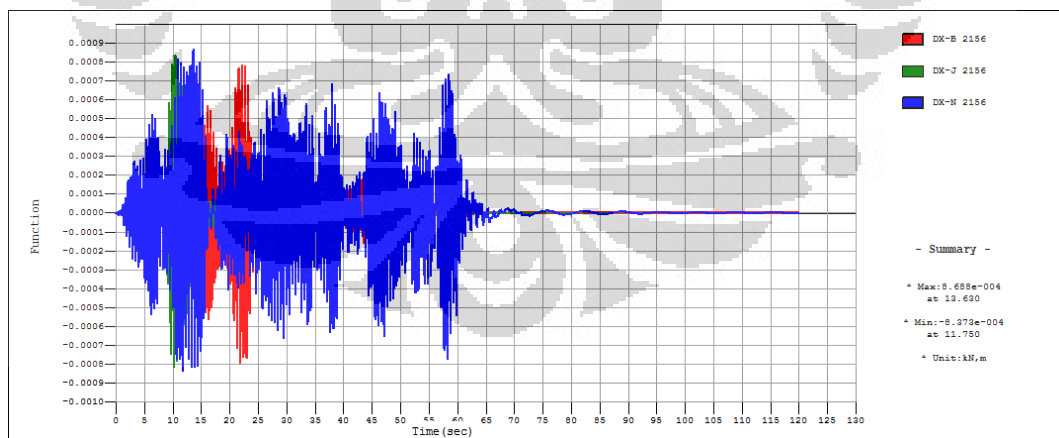
Gambar 4.49. Perbandingan respon *displacement* akibat gempa transversal dan gempa longitudinal Jember pada tahap 4



Gambar 4.50. Perbandingan respon *displacement* akibat gempa transversal dan gempa longitudinal Nusadua pada tahap 4

Dari grafik di atas yang menunjukkan garis warna merah adalah *displacement* arah x akibat gempa transversal dan garis warna hijau adalah *displacement* arah y akibat gempa longitudinal, bahwa untuk gempa banyuwangi dan gempa longitudinal diperoleh respon DY lebih besar dibandingkan respon DX. Berbeda halnya dengan gempa Nusadua, dimana respon DX lebih besar dibandingkan respon DY.

Kemudian untuk respon lendutan pada dek tengah bentang dapat dilihat pada grafik di bawah ini :



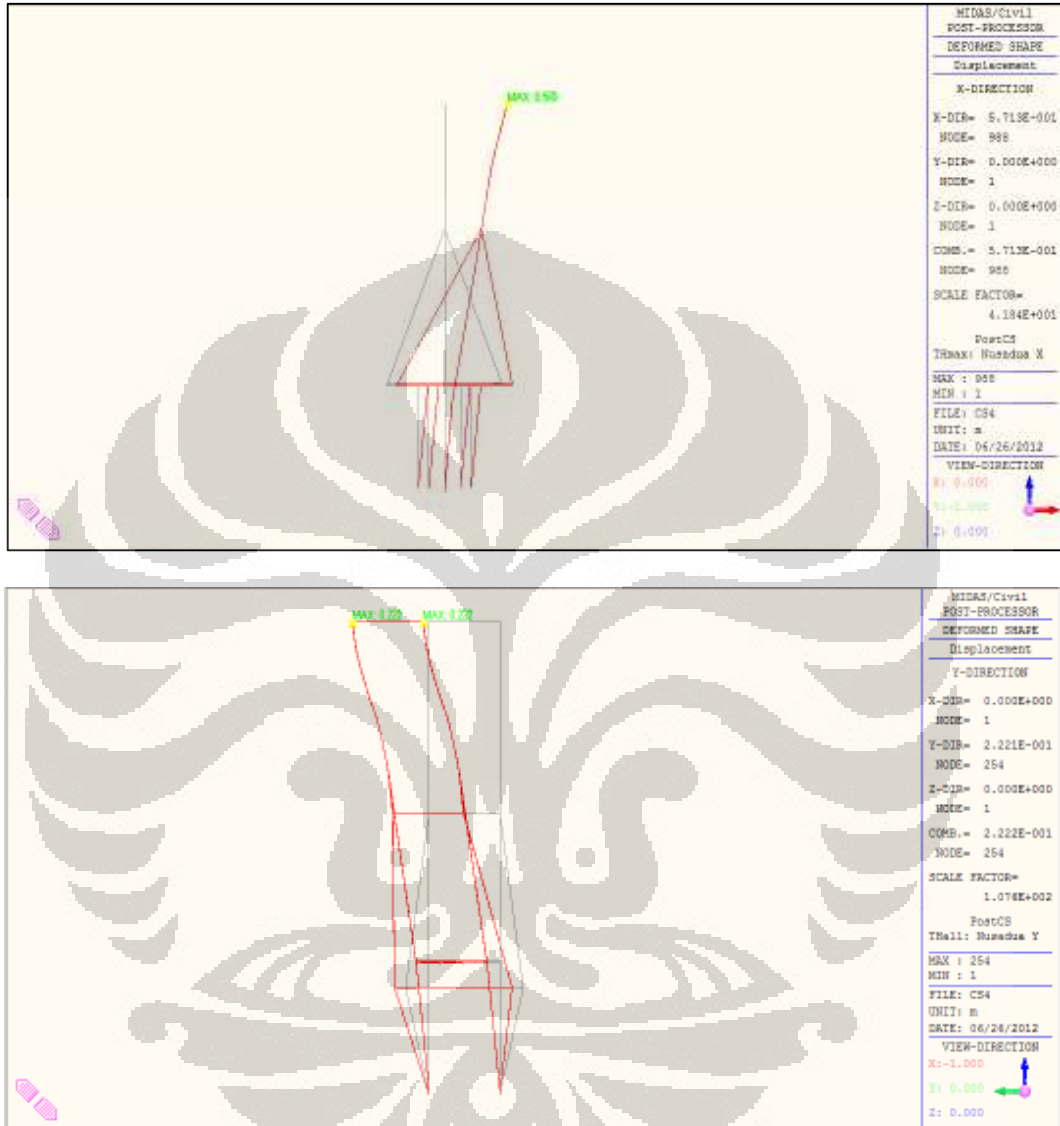
Gambar 4.51. Respon *displacement* (DZ) tahap 4 pada dek tengah bentang

Dari grafik di atas dapat diketahui bahwa *displacement* yang terjadi di gelagar tengah bentang sangat kecil.

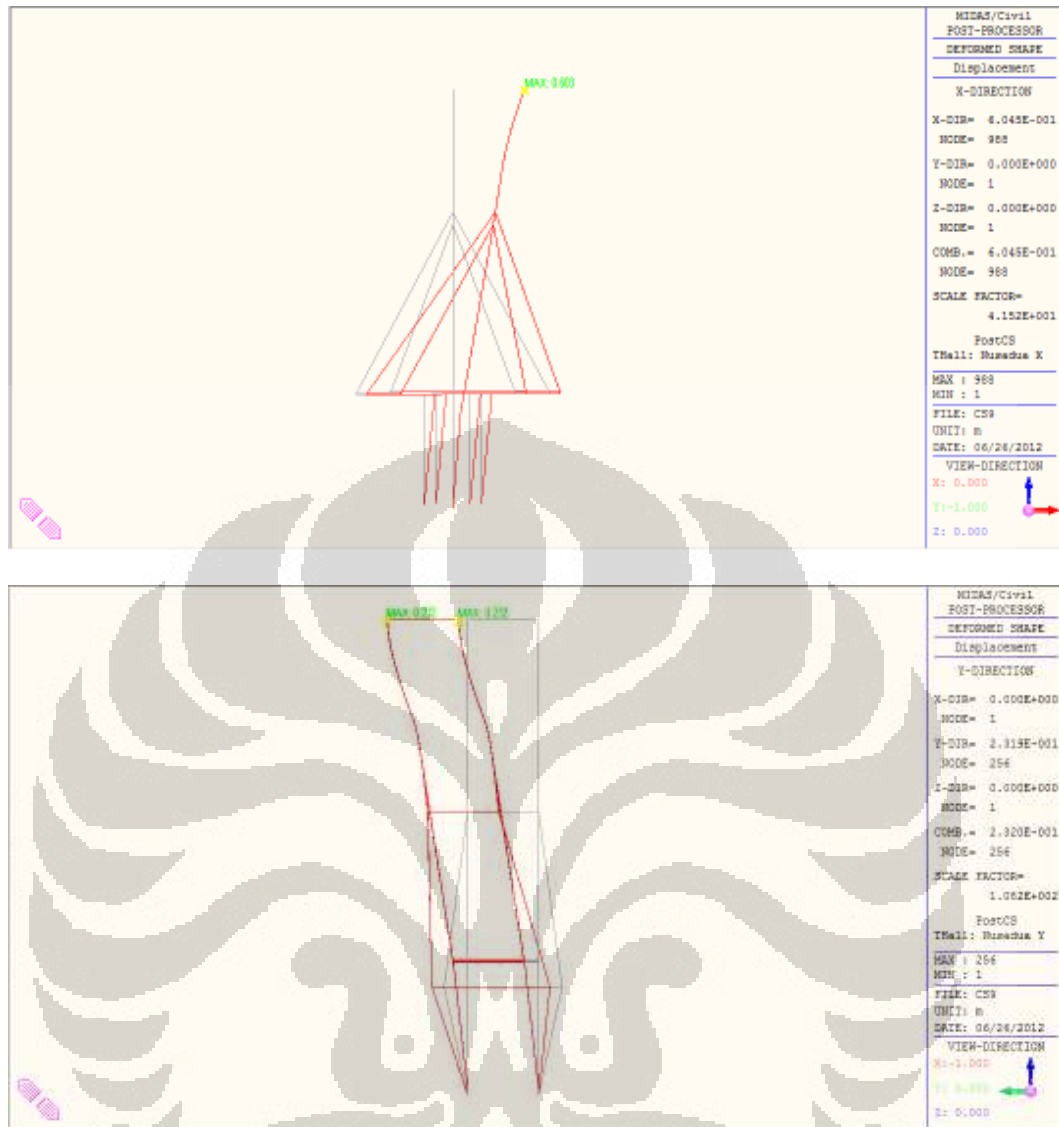
Demikian halnya dengan respon *displacement* pada puncak pilon pada tahap lainnya menunjukkan hasil yang sama dengan hasil pada tahap 4 (lampiran).

Universitas Indonesia

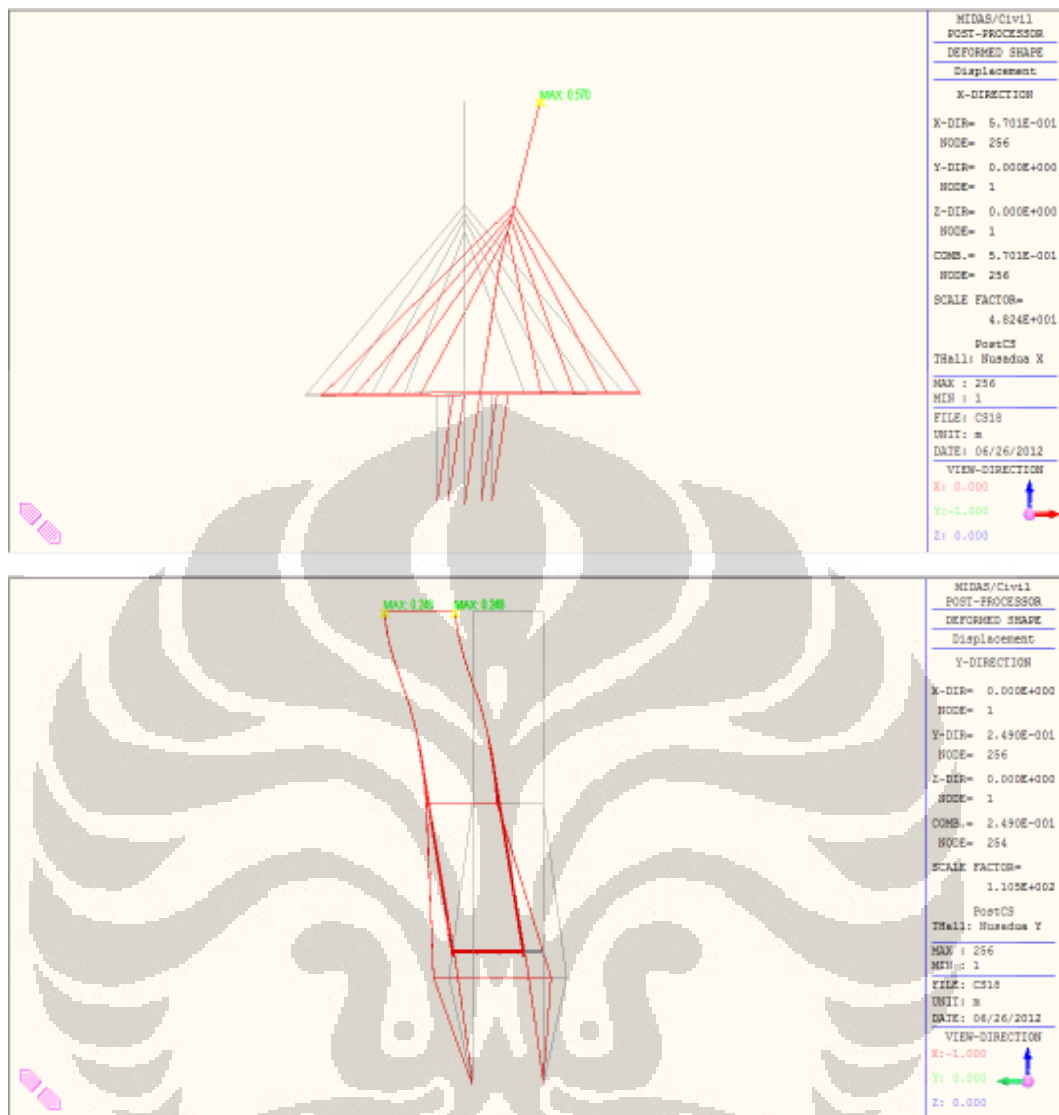
Berikut ini adalah perubahan bentuk maksimal pada struktur akibat beban gempa transversal maupun gempa longitudinal pada setiap tahap.



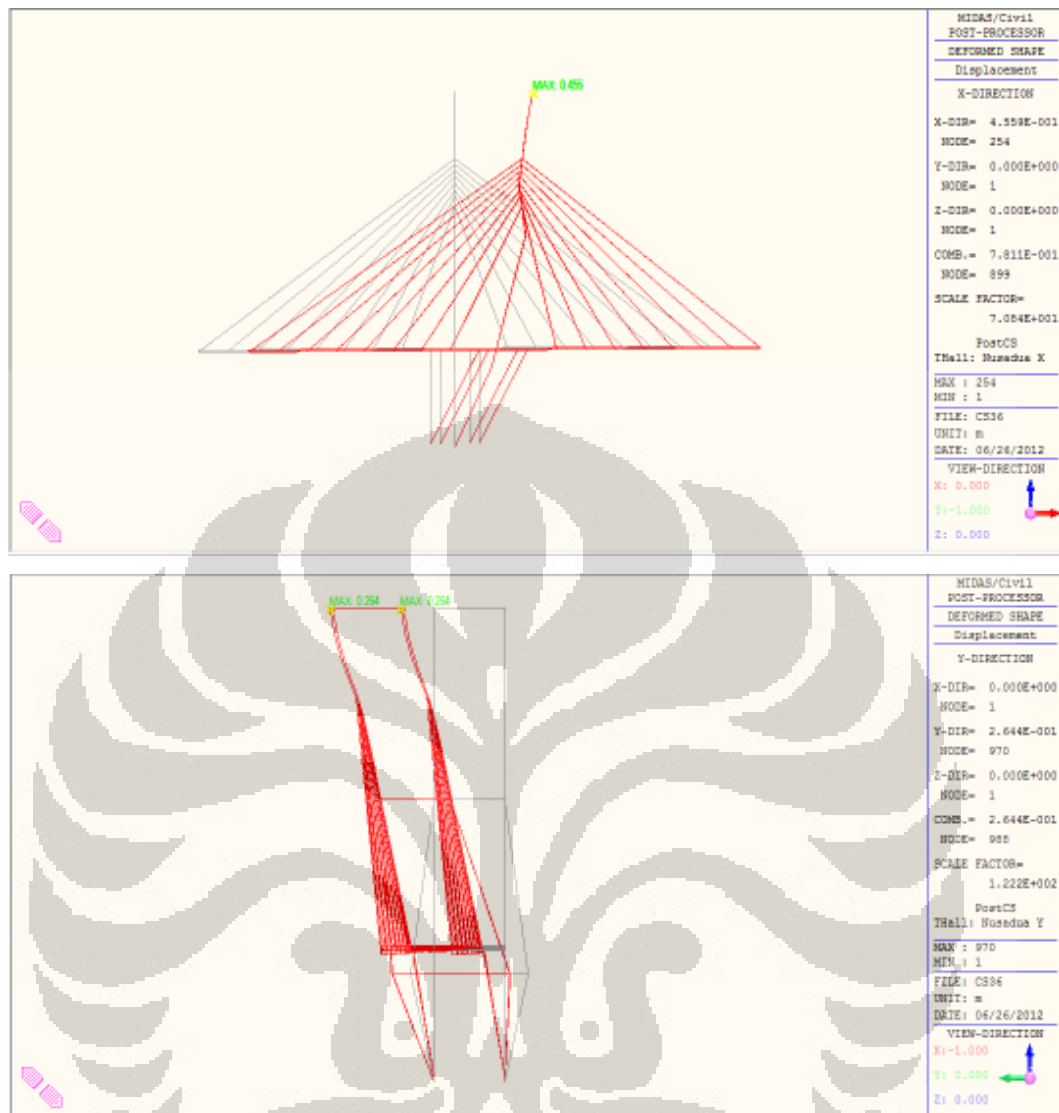
Gambar 4.52. Perubahan bentuk struktur tahap 4 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal



Gambar 4.53. Perubahan bentuk struktur tahap 9 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal

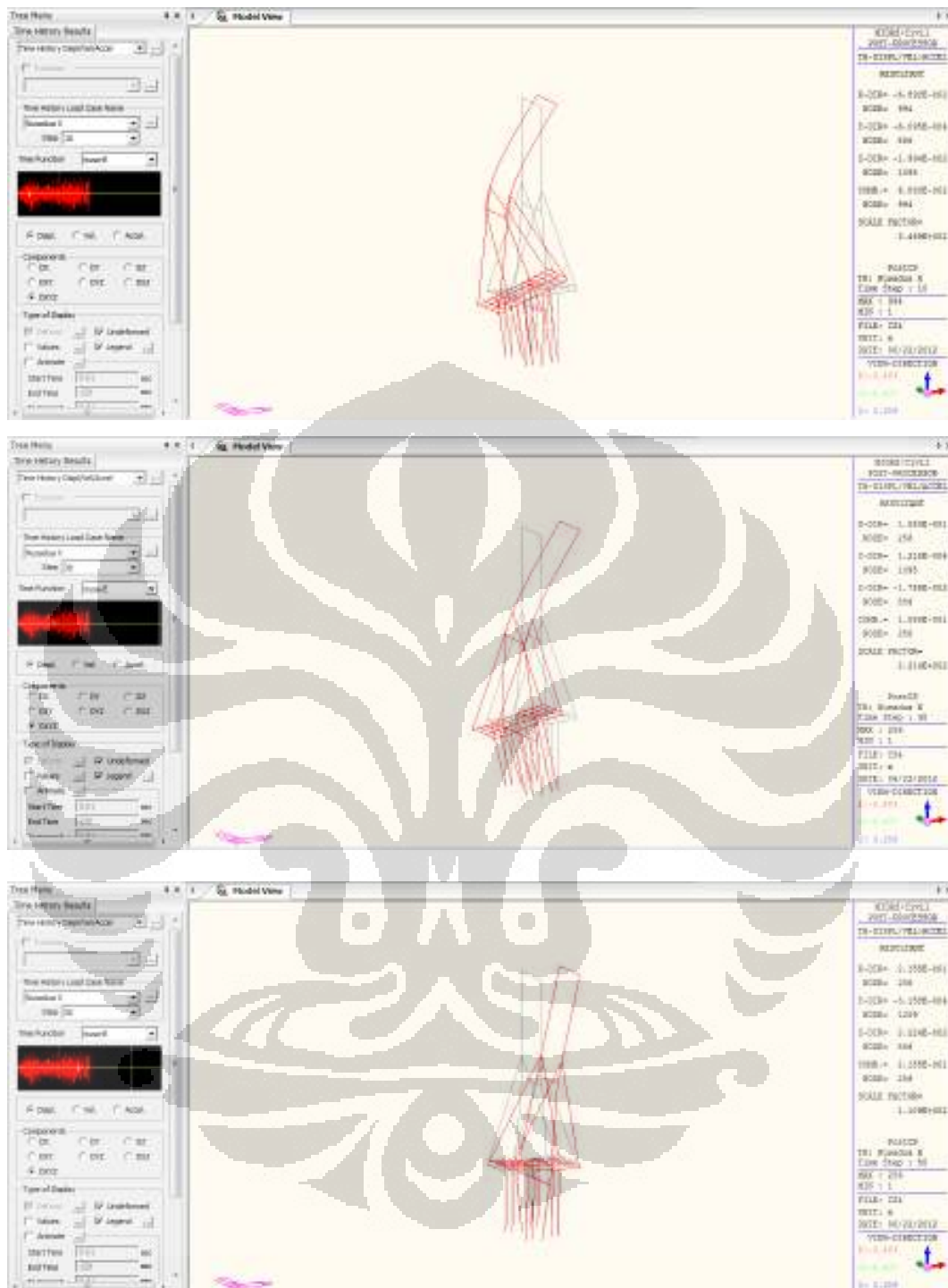


Gambar 4.54. Perubahan bentuk struktur tahap 18 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal

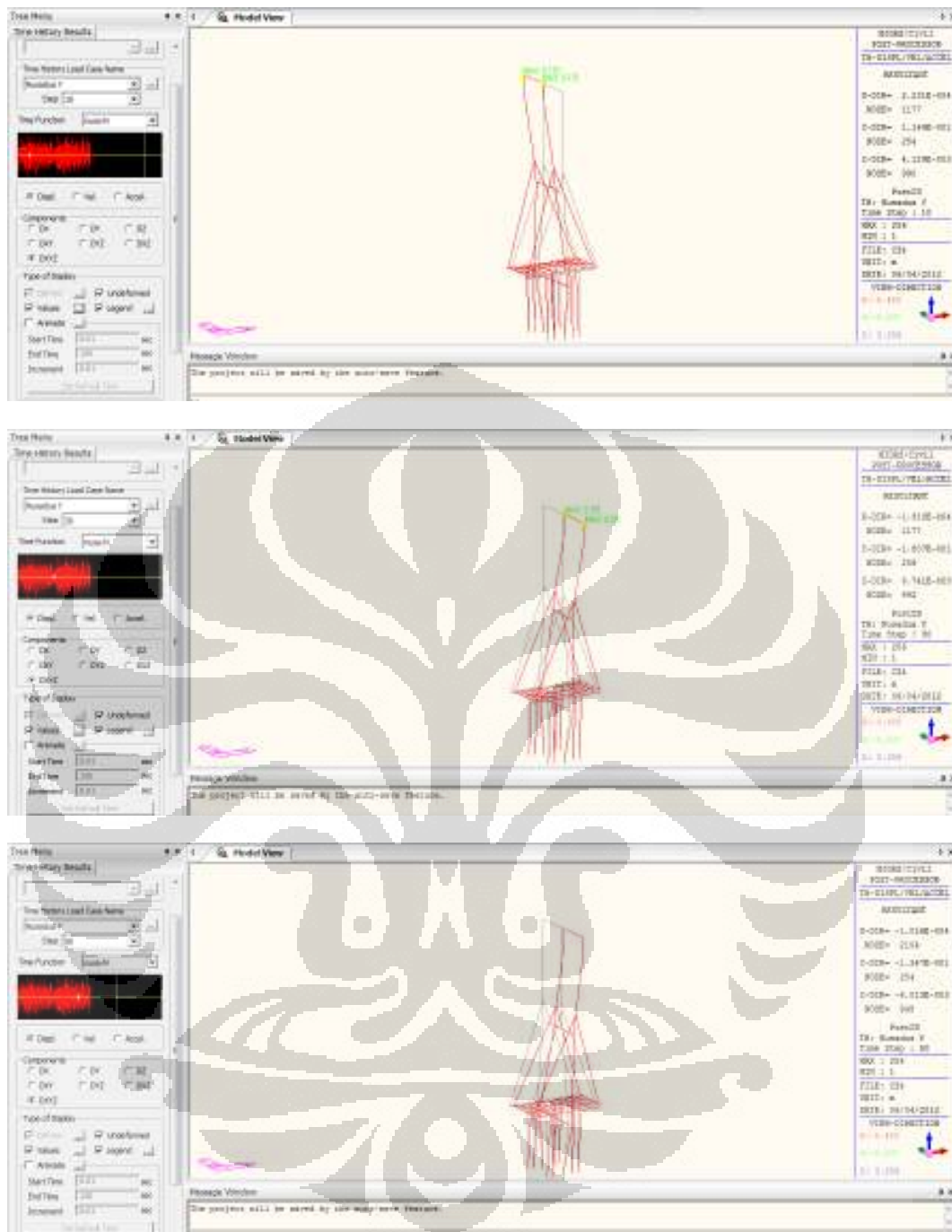


Gambar 4.55. Perubahan bentuk struktur tahap 36 akibat (a) gempa Nusadua transversal, (b) gempa Nusadua longitudinal

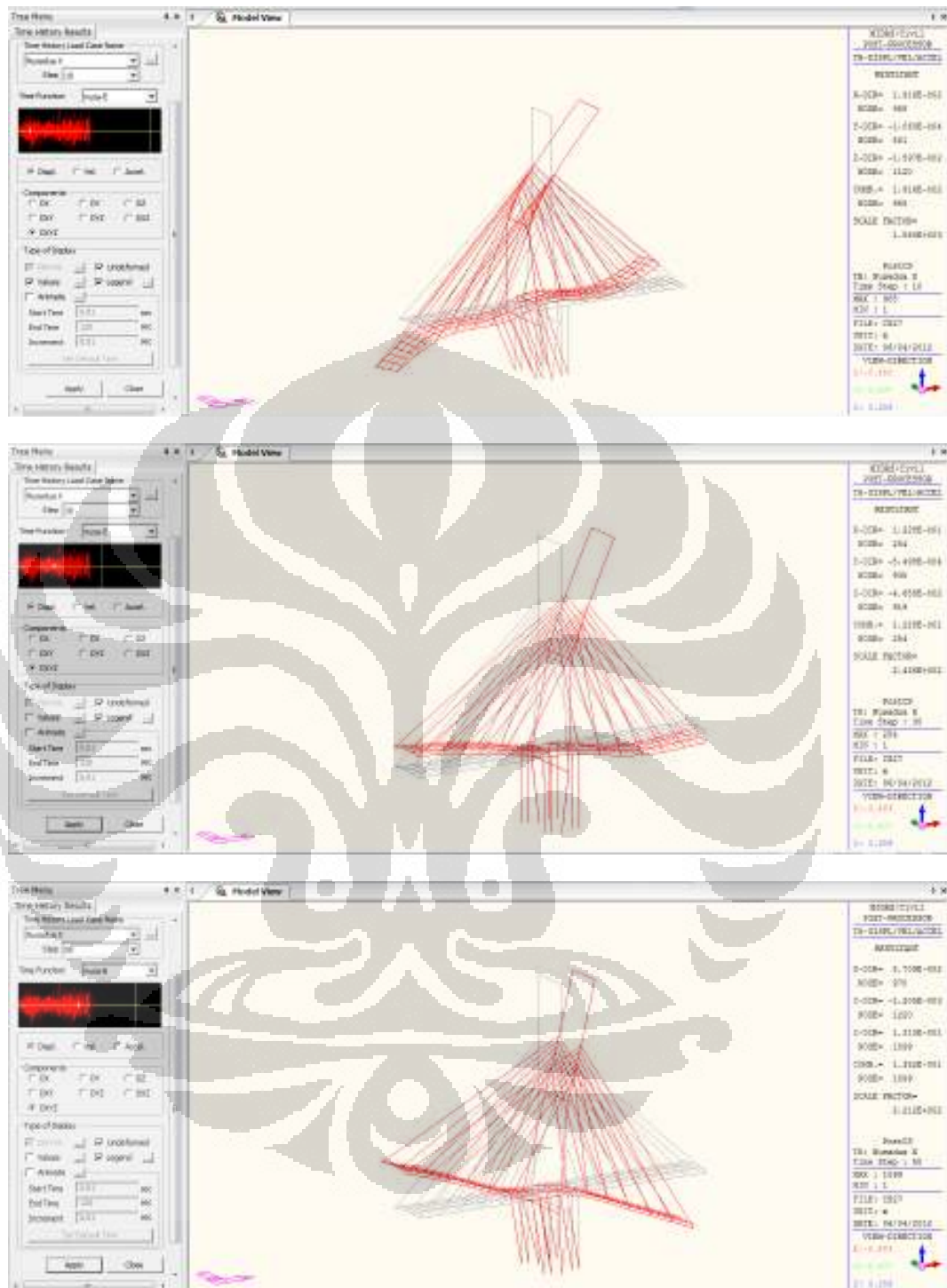
Dari ketiga tahap di atas (gambar 4.51 – gambar 4.53) menunjukkan bahwa *displacement* maksimum akibat gempa terjadi pada puncak pilon. Selanjutnya dibawah ini akan diperlihatkan perubahan bentuk struktur dari beberapa detik selama gempa terjadi, yaitu akibat gempa Nusadua.



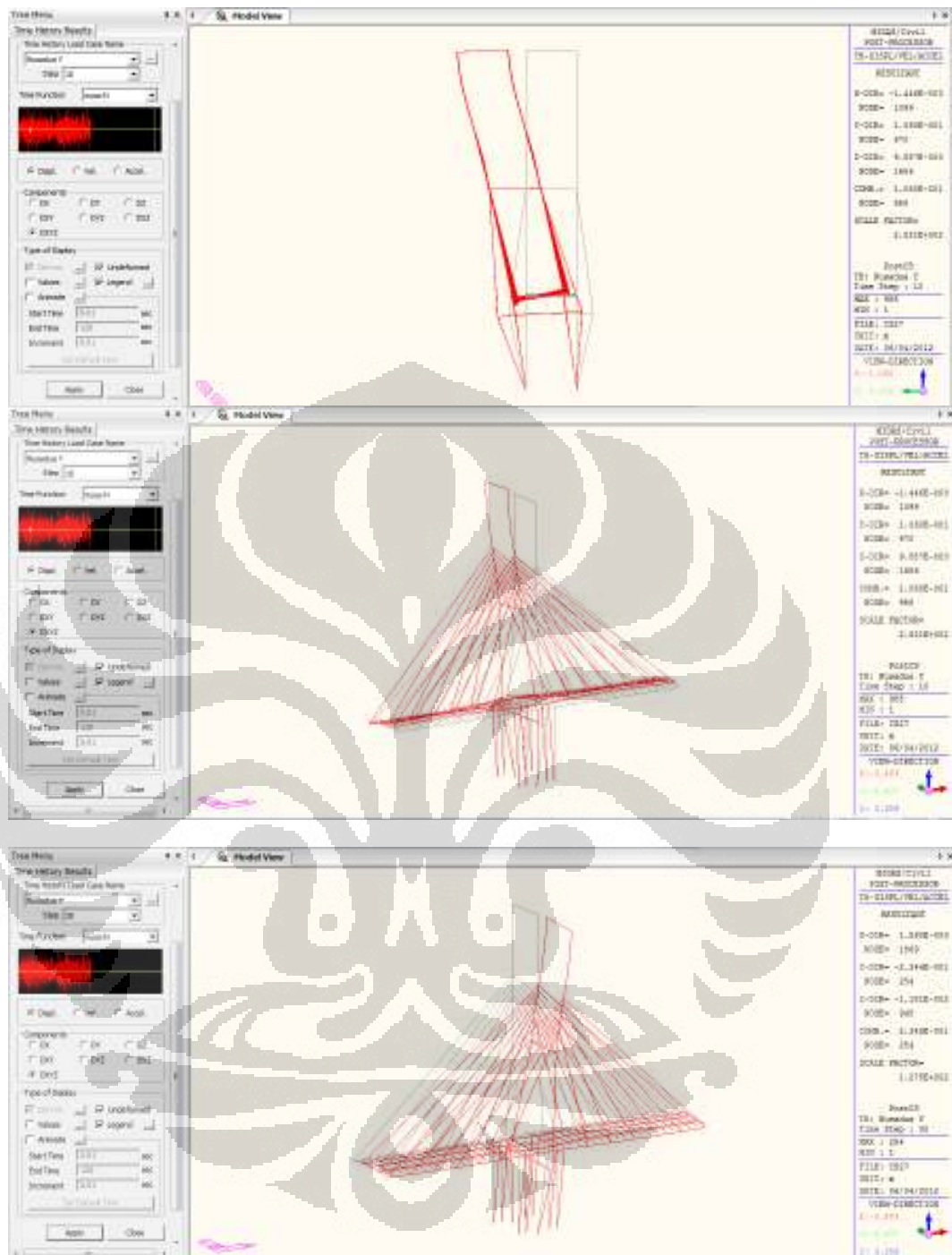
Gambar 4.56. Perubahan bentuk *displacement* pada tahap 4 akibat gempa Nusadua E-W (a) detik ke- 10 (b) detik ke -30 (c) detik ke -50

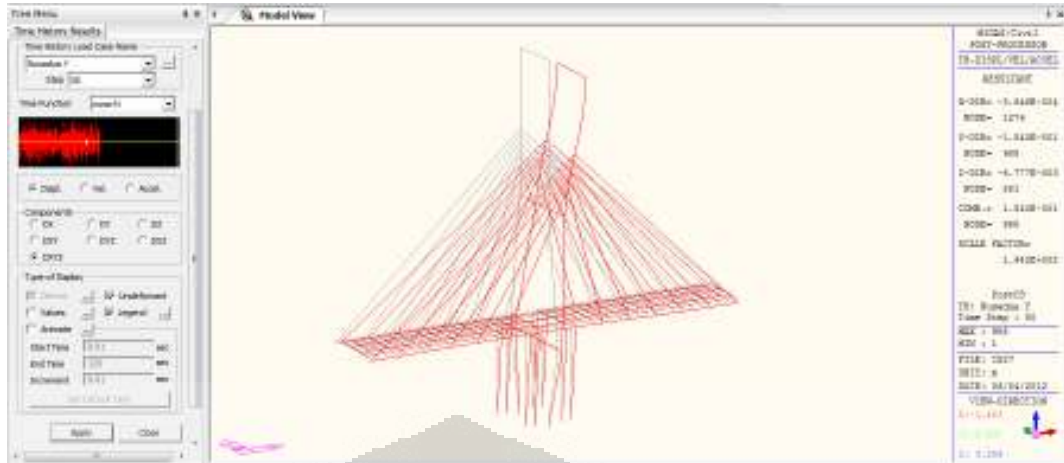


Gambar 4.57. Perubahan bentuk *displacement* pada tahap 4 akibat gempa Nusadua N-S (a) detik ke- 10 (b) detik ke -30 (c) detik ke -50



Gambar 4.58. Perubahan bentuk *displacement* pada tahap 27 akibat gempa Nusadua E-W (a). detik ke- 10 (b) detik ke -30 (c) detik ke -50

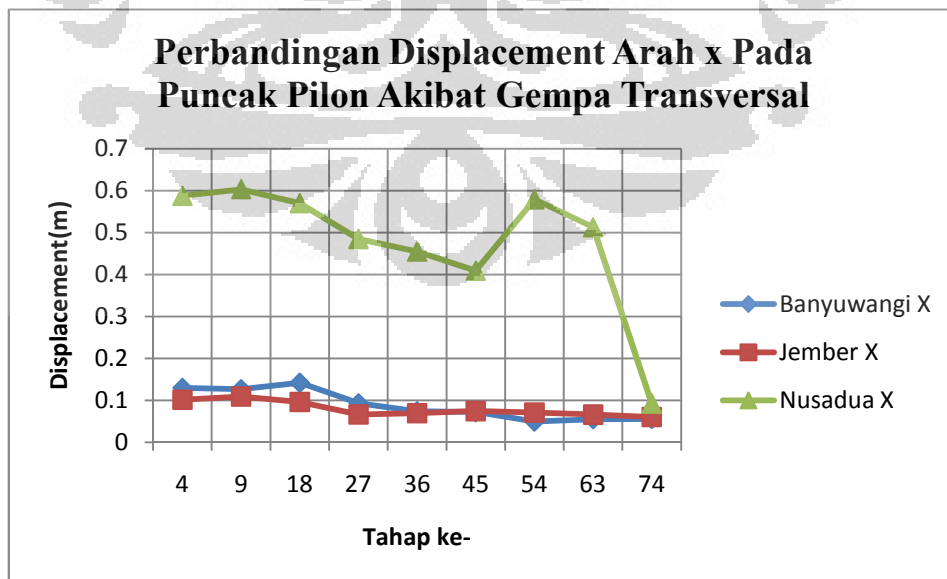




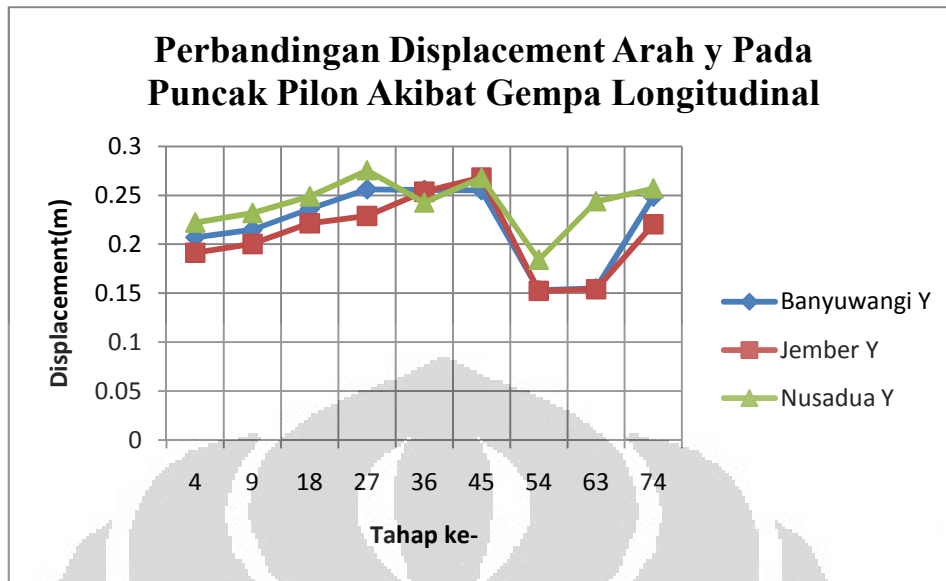
Gambar 4.59. Perubahan bentuk *displacement* pada tahap 27 akibat gempa Nusadua N-S pada (a) detik ke-10 (b) detik ke-30 (c) detik ke-50

Dari berbagai grafik yang dihasilkan di atas, maka dapat dikatakan bahwa pada tahap 4, lendutan yang terjadi pada dek sangat kecil. Hal ini disebabkan oleh dimensi panjang dek yang masih sangat pendek yang baru terdiri dari dua ereksi kabel, sehingga struktur di bagian dek menjadi lebih kaku. Sementara pada tahap 27 akibat jumlah kabel yang telah direksi cukup banyak, sehingga terjadi lendutan yang besar pada ujung dek pada tahap ini dikarenakan dek tersebut tertarik oleh kabel-kabel yang di atasnya.

Berikut ini merupakan grafik perbandingan *displacement* maksimum pada setiap tahapan konstruksi :



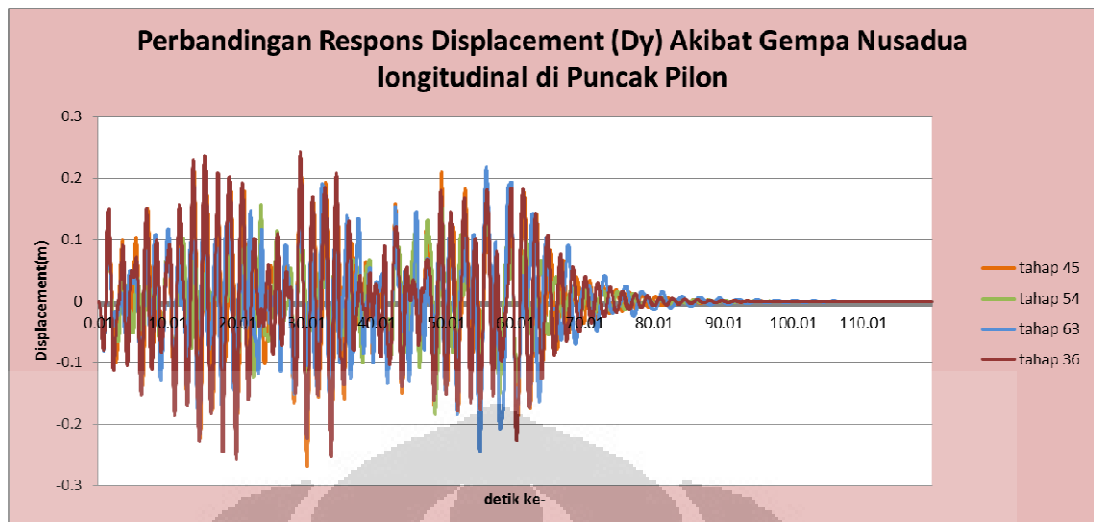
Gambar 4.60. Perbandingan *displacement* arah x pada puncak pilon akibat gempa transversal



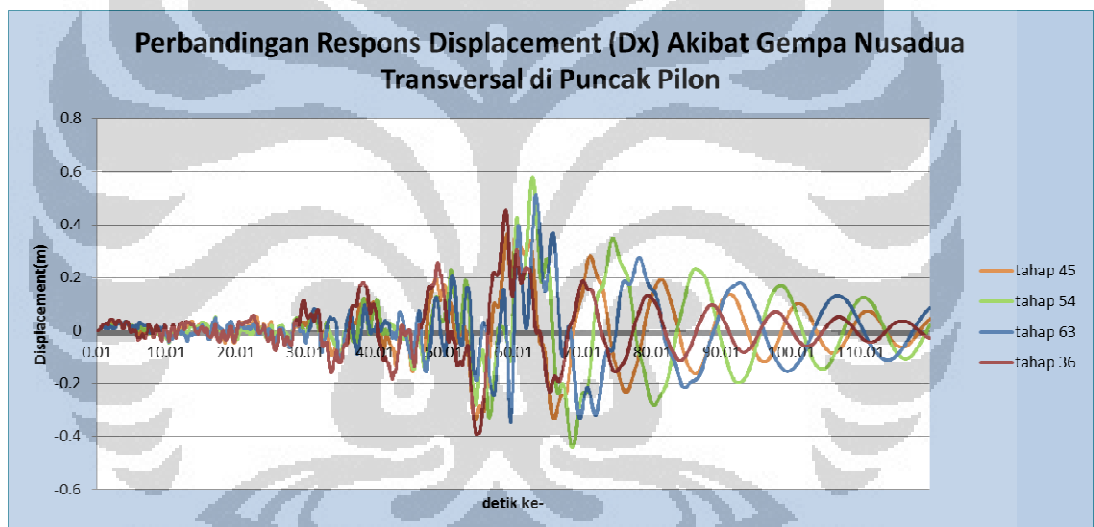
Gambar 4.61. Perbandingan *displacement* arah x pada gelagar bentang tengah akibat gempa longitudinal

Dari grafik perbandingan nilai *displacement* pada setiap tahapan konstruksi di atas, dapat diketahui kembali bahwa nilai PGA merupakan salah satu hal faktor yang menentukan besaran respon *displacement* yang dihasilkan.

Selanjutnya dari gambar 4.55 menunjukkan bahwa *displacement* yang terjadi pada tahap 74 adalah paling kecil dan nilai yang dihasilkan hampir sama untuk pengaruh ketiga jenis rekaman gempa baik transversal maupun longitudinal. Adapun hal ini disebabkan karena pengaruh dari kekakuan struktur, dimana pada tahap 74 pada ujung dek diperkaku oleh adanya pier sementara yang baru ada pada tahap ini. Berikut gambar *displacement* yang dihasilkan pada tahap 74 akibat pengaruh ketiga jenis gempa transversal :



Gambar 4.63. Perbandingan respon *displacement* (*dy*) akibat gempa Nusadua longitudinal



Gambar 4.64. Perbandingan respon *displacement* (*dx*) akibat gempa Nusadua transversal

Dari gambar di atas dapat diketahui bahwa respon *displacement* (*dy*) yang dihasilkan pada tahap 36, menghasilkan nilai yang paling besar dibandingkan pada tahap lainnya. Sementara pada *displacement dx*, yang menghasilkan respon *displacement* terbesar adalah pada tahap 54.

Selanjutnya jika diamati nilai *displacement* yang dihasilkan pada setiap tahapan konstruksi pada detik ke-60 dari respon *displacement* pada puncak pilon baik akibat gempa transversal maupun akibat gempa longitudinal diperoleh sebagai berikut :

Tabel 4.9. *Displacement* pada puncak pilon pada detik ke-60 akibat gempa transversal (DX) dan gempa longitudinal (DY)

Gempa Transversal	DX (mm)								
	4	9	18	27	36	45	54	63	74
Banyuwangi	13.842	15.539	15.255	34.363	35.567	15.39	15.838	6.66	1.253
Jember	1.84	2.686	1.74	3.749	1.202	3.466	3.923	2.087	0.496
Nusadua	549.153	539.507	559.007	89.773	163.191	262.95	179.78	82.481	60.973

Gempa Longitudinal	DY (mm)								
	4	9	18	27	36	45	54	63	74
Banyuwangi	5.15	6.908	11.86	15.892	18.539	6.186	7.152	7.842	13.537
Jember	0.723	0.524	1.618	3.398	4.534	3.389	2.162	2.04	2.284
Nusadua	178.737	189.309	207.614	211.155	165.705	114.356	86.274	155.497	189.309

Hasil dari tabel di atas memperlihatkan bahwa akibat gempa Nusadua transversal maupun gempa Nusadua longitudinal menghasilkan nilai respon *displacement* terbesar pada detik ke-60 dari rekaman gempa. Hal ini bisa dijelaskan karena nilai total impuls yang dihasilkan akibat gempa Nusadua menunjukkan nilai yang terbesar dibandingkan akibat gempa Banyuwangi dan Jember. Hal ini bisa dilihat dari tabel di bawah ini yang diperoleh dengan perhitungan $I = F \times t$.

Tabel 4.10. Perhitungan total impuls gempa

Gempa	Total Impuls selama 60 detik (kg/s)	
	Transversal	Longitudinal
Banyuwangi	-0.00216	0.00599
Jember	0.00091	0.00303
Nusadua	-0.03696	0.0271

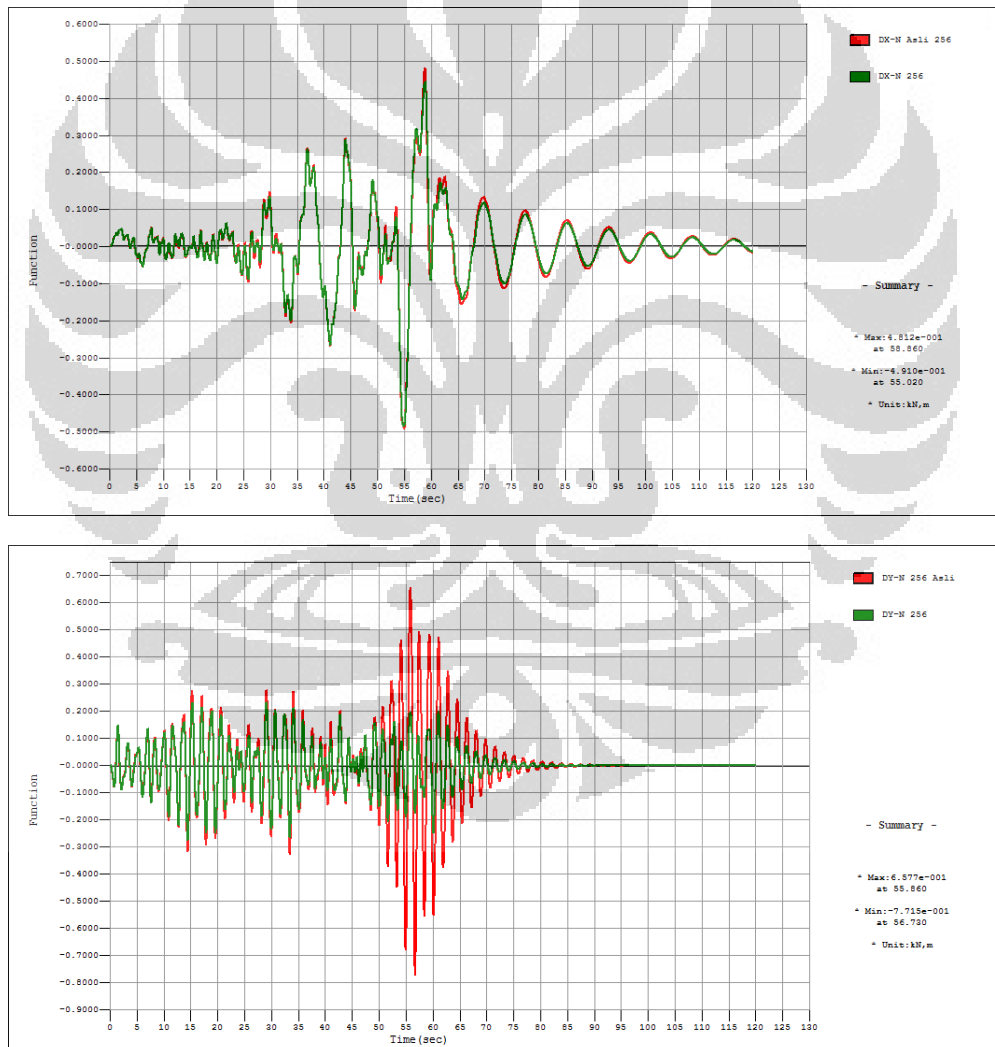
4.6.1.1 Respon *displacement* akibat jenis gempa asli dan gempa sintetis dengan rasio redaman struktur dan gempa = 5 %.

Dalam penelitian ini, peneliti akan tetap menganalisis gempa asli sebagai beban gempa dan akan dibandingkan dengan hasil yang diperoleh akibat gempa sintetis. Hal ini bertujuan agar dapat diketahui bagaimana pengaruh dan respon struktur yang dihasilkan akibat gempa asli sebelum dilakukan penskalaan.

Universitas Indonesia

Pemeriksaan mengenai hal ini akan dilakukan dan dianalisis hanya untuk tahap 27.

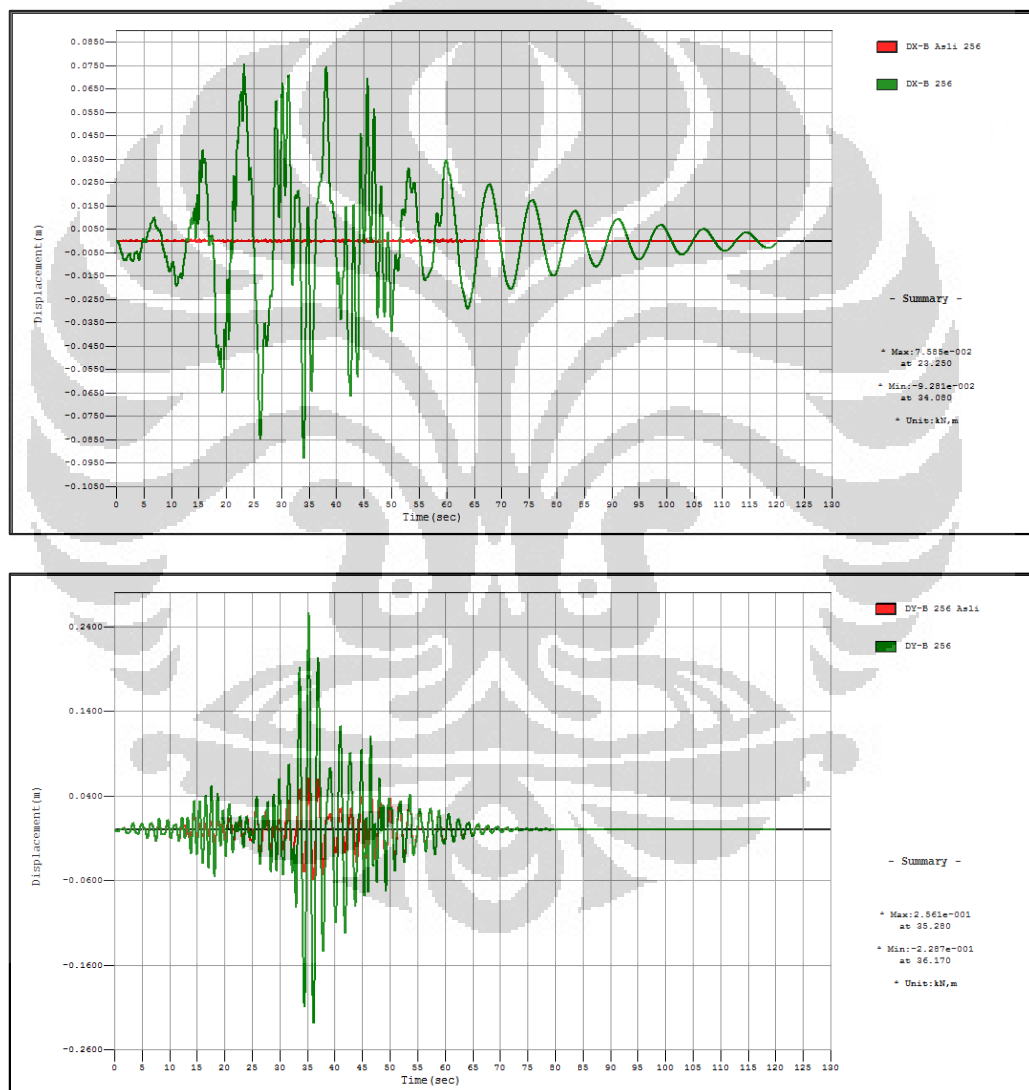
Dari beberapa grafik di atas menunjukkan bahwa *displacement* yang disebabkan oleh gempa Nusadua memiliki nilai yang terbesar dibandingkan dengan dua jenis gempa lainnya. Hal ini disebabkan karena gempa Nusadua yang sebenarnya sebelum dilakukan pengskalaan juga telah memiliki nilai percepatan terbesar. Oleh karena itu, peneliti melakukan perbandingan nilai *displacement* yang dihasilkan oleh gempa Nusadua sebelum dan setelah dilakukan pengskalaan pada tahap 27.



Gambar 4.65. Perbandingan *displacement* pada tahap 27 akibat gempa Nusadua sebelum dan setelah pengskalaan (a) akibat gempa transversal, (b) akibat gempa longitudinal

Dari grafik di atas dapat diketahui bahwa gempa Nusadua sebelum dilakukan pengskalaan memiliki efek yang lebih besar dibandingkan disebabkan oleh gempa Nusadua yang telah dilakukan pengskalaan. Hal inilah yang menjadi salah satu penyebab alasan efek dari gempa Nusadua memiliki efek yang paling besar dibandingkan dengan efek gempa lainnya.

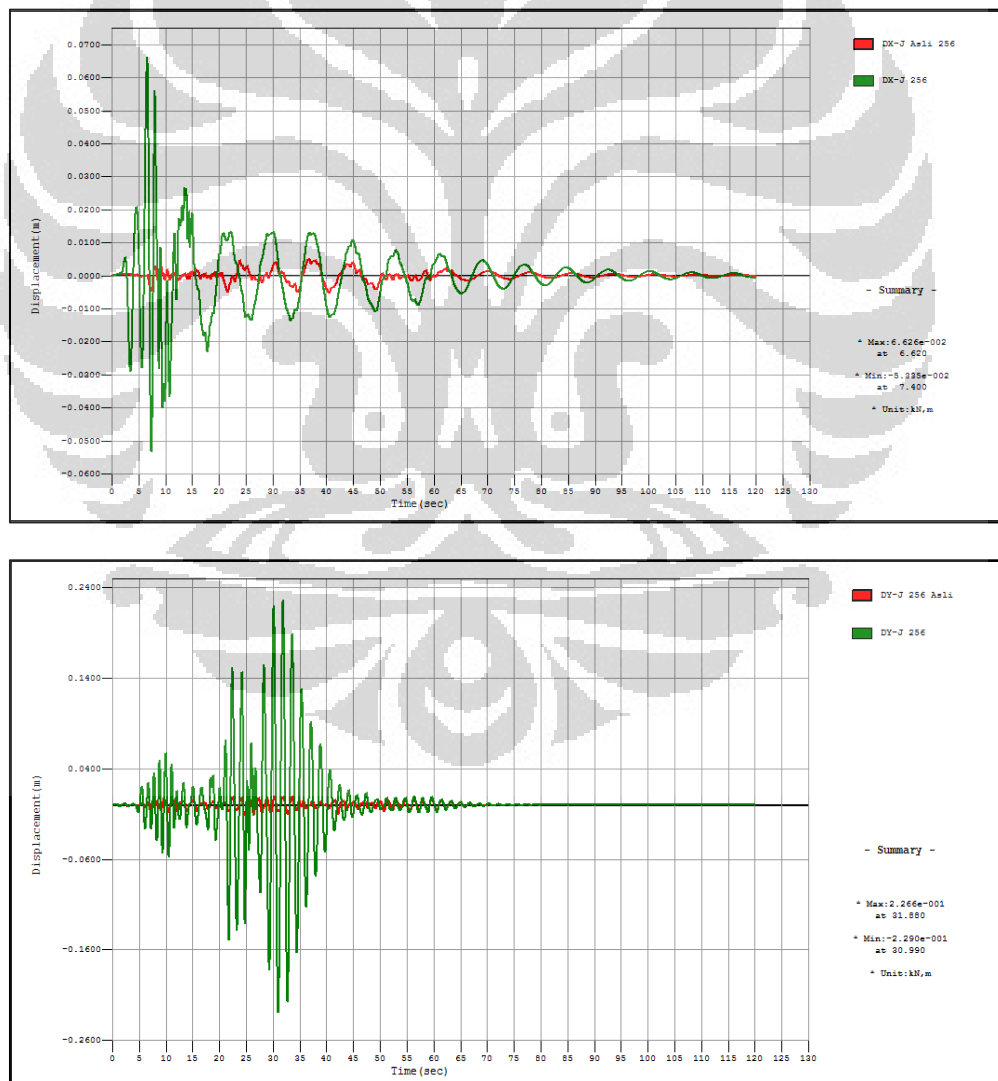
Sementara untuk gempa lainnya yaitu gempa Banyuwangi dan gempa Jember, diperoleh seperti gambar di bawah ini :



Gambar 4.66. Perbandingan *displacement* pada tahap 27 akibat gempa Banyuwangi sebelum dan setelah pengskalaan (a) akibat gempa transversal, (b) akibat gempa longitudinal

Dari grafik di atas dapat diketahui bahwa pengaruh *displacement* yang ditimbulkan akibat gempa Banyuwangi asli memberikan pengaruh yang sangat kecil pada struktur. Hal ini terlihat pada grafik dengan garis warna merah, dimana nilai respon yang dihasilkan hampir mendekati angka nol pada arah Dx, sementara pada arah Y untuk range waktu 30-40 detik, menghasilkan *displacement* hingga 40 mm. Sementara nilai yang dihasilkan akibat gempa Banyuwangi setelah dilakukan penskalaan mencapai 250 mm, yaitu sekitar 6 kali dari *displacement* akibat gempa asli.

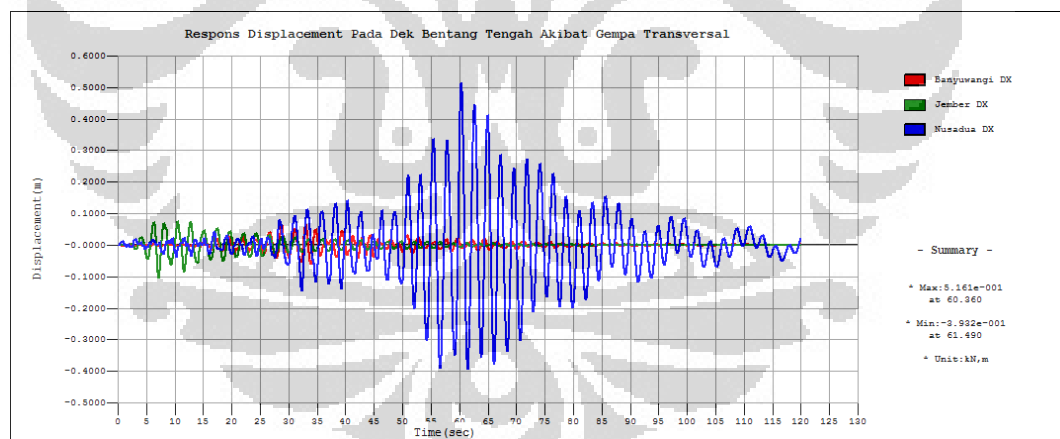
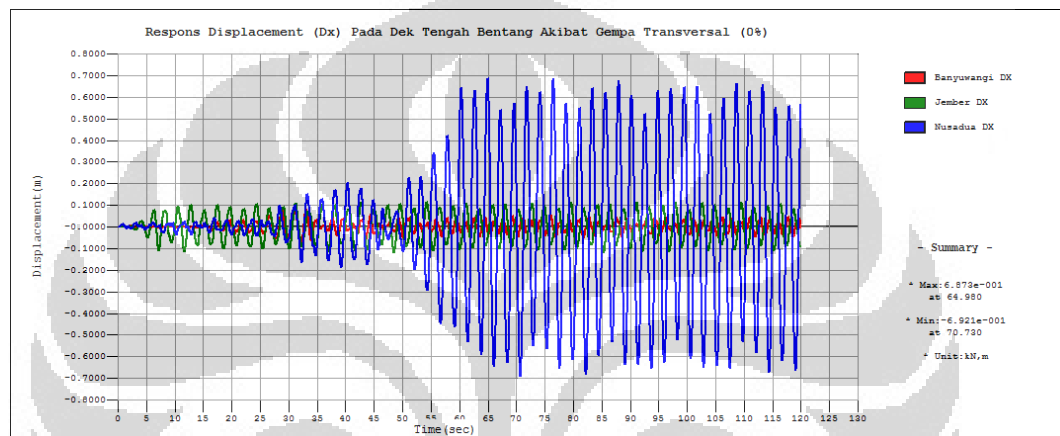
Begitupun hasil yang diperlihatkan akibat gempa Jember asli seperti pada gambar di bawah ini :

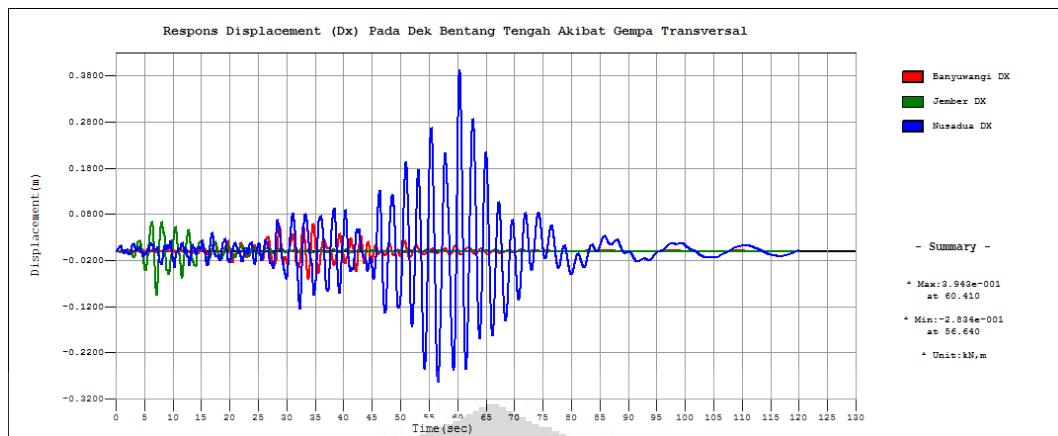


Gambar 4.67. Perbandingan *displacement* pada tahap 27 akibat gempa Jember sebelum dan setelah penskalaan (a) akibat gempa transversal, (b) akibat gempa longitudinal

4.6.1.2 Respon *Displacement* Akibat Pengaruh Nilai Rasio Redaman Struktur

Pada penelitian ini, maka peneliti akan memperlihatkan bagaimana pengaruh rasio redaman pada struktur. Berikut ini respon *displacement* pada tahap 54 dengan rasio redaman 0 %, 2 %, dan 5 %.



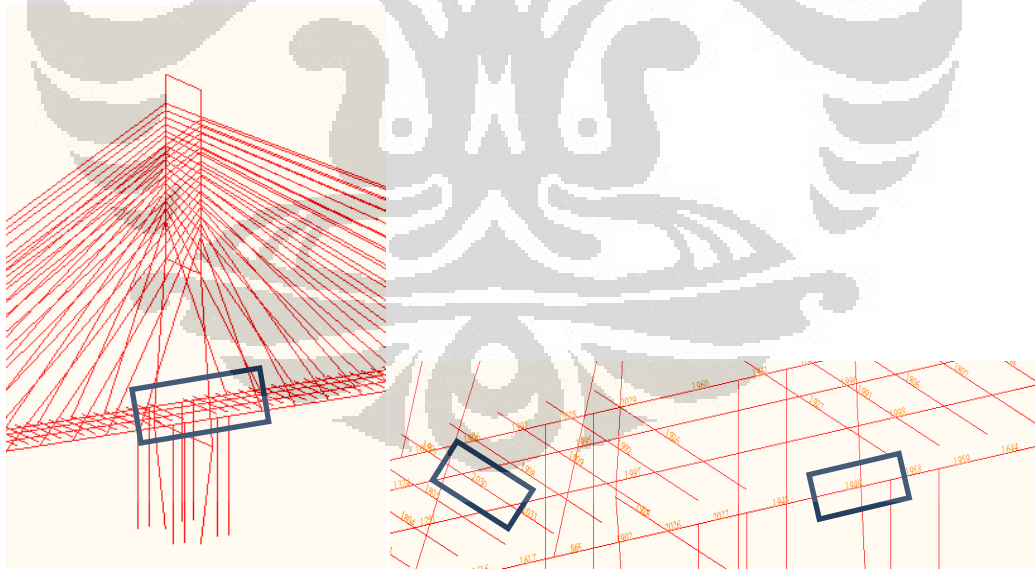


Gambar 4.68. Respon *displacement* pada dek tengah bentang pada tahap 54 dengan redaman (a) 0%, (b) 2 %, (c) 5%

Dari gambar di atas dapat diketahui bahwa semakin besar rasio redaman pada struktur, maka semakin kecil respon *displacement* yang dihasilkan.

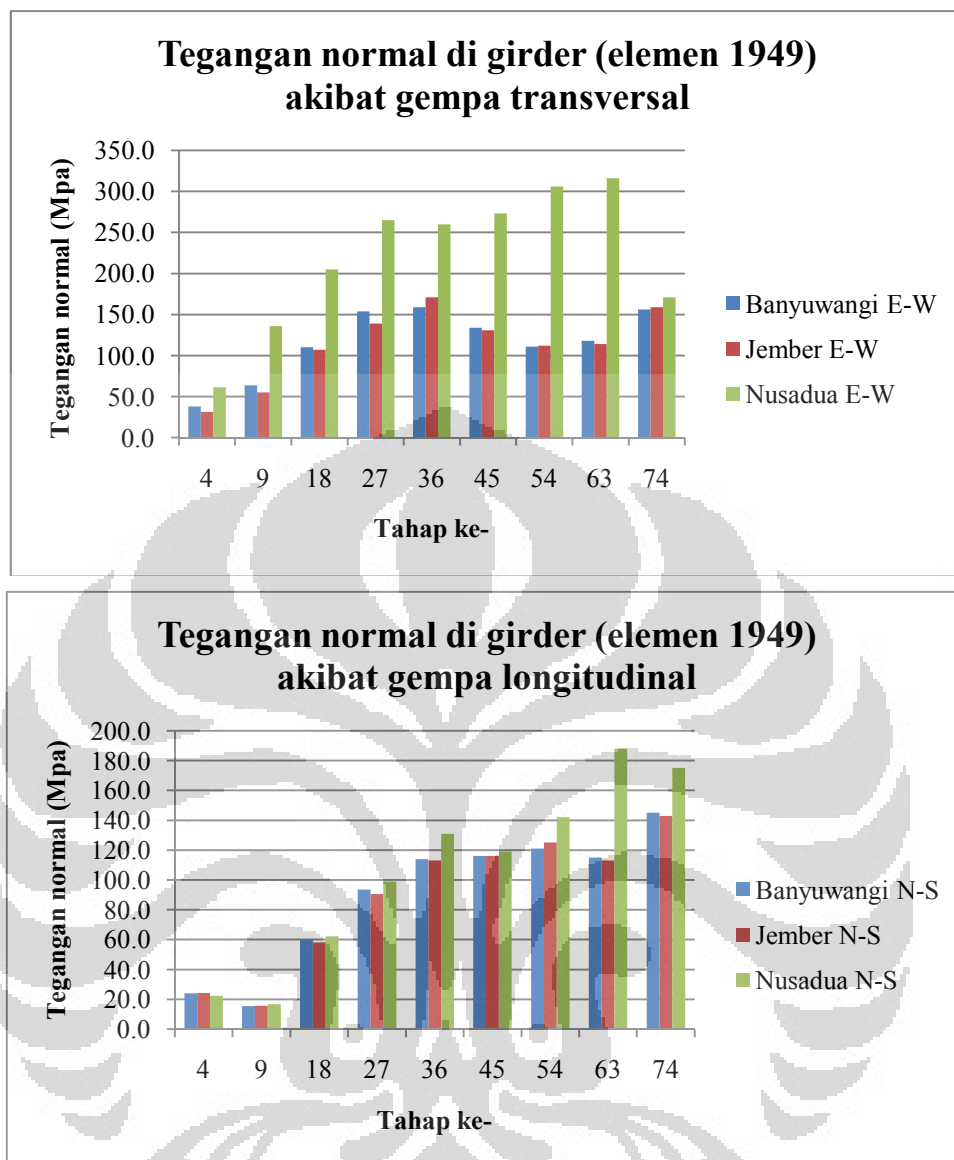
4.6.2 Respon Tegangan Gelagar

Dalam penelitian ini, lokasi elemen yang akan ditinjau untuk memeriksa besaran tegangan untuk setiap tahapan konstruksi pada elemen 1949 dan elemen 2030 pada gelagar yang bisa dilihat pada gambar di bawah ini :

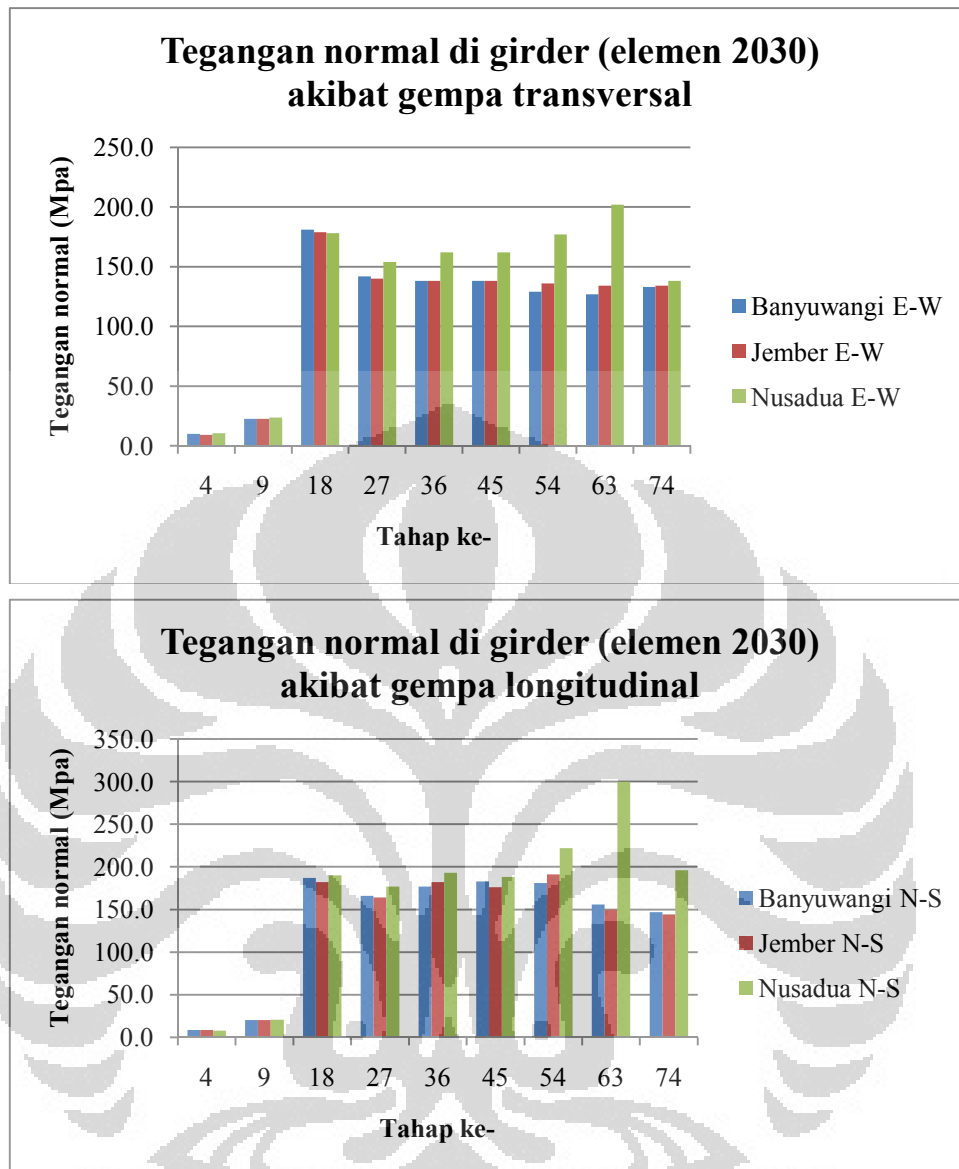


Gambar 4.69. Lokasi elemen yang ditinjau untuk tegangan

Adapun nilai tegangan normal yang dihasilkan pada elemen 1949 adalah sebagai berikut :

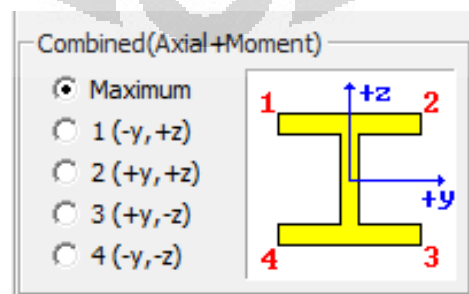


Gambar 4.70. Perbandingan respon tegangan pada gelagar tengah bentang (elemen 1949) akibat (a) gempa transversal, (b) gempa longitudinal



Gambar 4.71. Perbandingan respon tegangan pada gelagar tengah bentang (elemen 2030) akibat (a) gempa transversal, (b) gempa longitudinal

Keterangan gelagar :

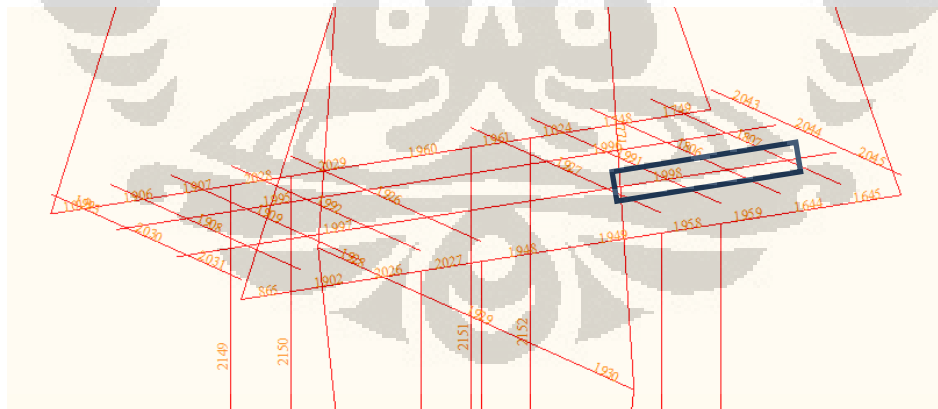


Dari hasil grafik di atas, maka tegangan maksimum yang dimaksud adalah tegangan maksimum antara keempat bagian dari gelagar pada elemen tersebut seperti pada gambar keterangan.

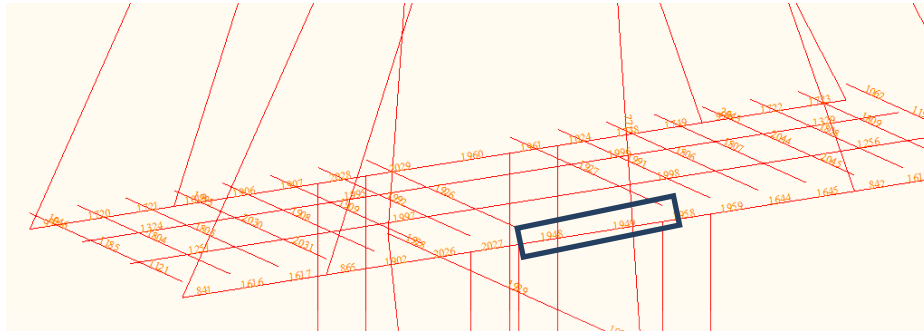
Dari hasil tegangan di atas, maka dapat diketahui bahwa akibat gempa Nusadua baik gempa transversal maupun longitudinal menghasilkan nilai tegangan paling besar. Hal ini berbanding lurus dengan *displacement* yang dihasilkan, dimana akibat gempa Nusadua juga menghasilkan *displacement* yang terbesar. Nilai tegangan yang dihasilkan dari ketiga jenis gempa di atas baik arah transversal maupun longitudinal memperlihatkan bahwa nilai tegangan terbesar terjadi pada tahap 63. Hal ini berarti bahwa tahap 63 merupakan tahap yang paling berbahaya jika terjadi gempa. Sementara itu, berdasarkan dokumen *Consortium of Chinese Contractors*, yang juga telah dijelaskan pada bab 3, bahwa batas tegangan leleh untuk gelagar sebesar 325 MPa. Sehingga jika dilihat dari 4 grafik di atas dapat diketahui bahwa tegangan normal pada elemen 1949 dan elemen 2030 untuk semua tahapnya melebihi batas tegangan leleh yang disyaratkan.

Selanjutnya peneliti akan menganalisis setiap elemen pada gelagar yang paling bahaya untuk setiap tahap konstruksi.

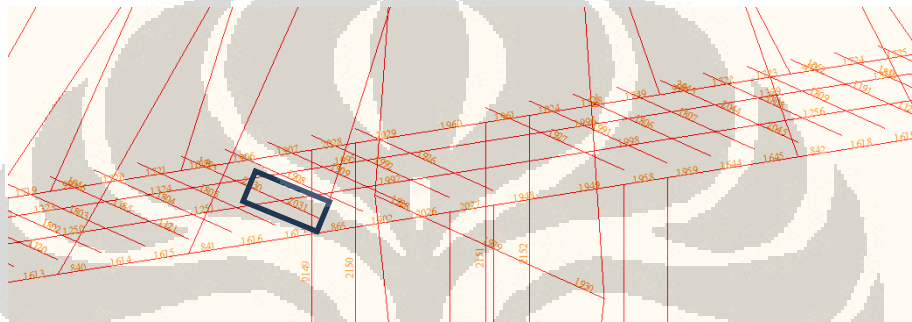
Tahap 4



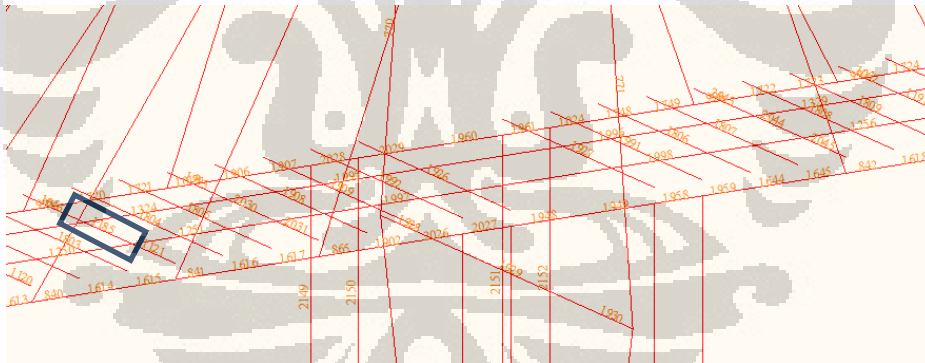
Tahap 9 = Tahap 27 = Tahap 36 = Tahap 45



Tahap 18

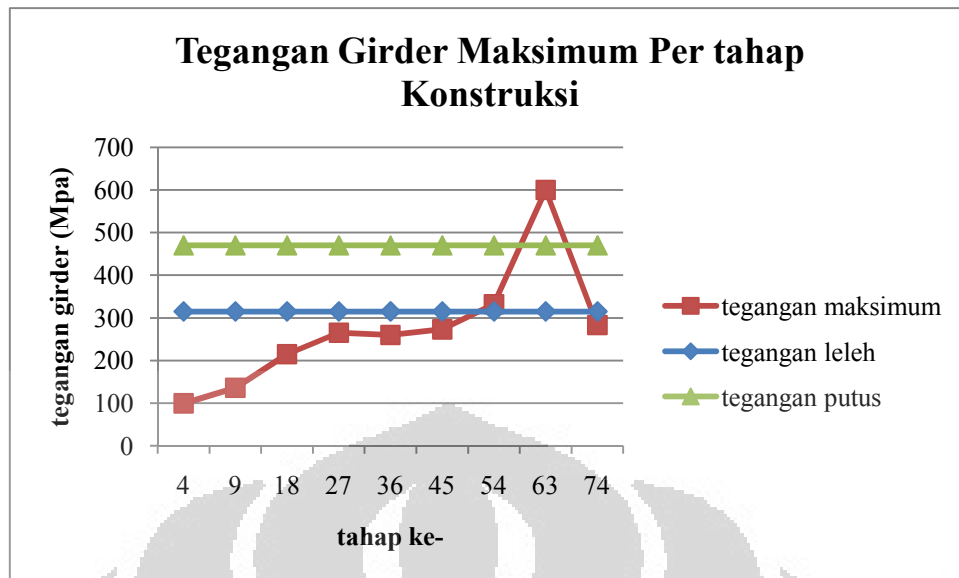


Tahap 54 = Tahap 63 = Tahap 74



Gambar 4.72. Lokasi elemen gelagar paling bahaya

Dari gambar di atas maka dapat diketahui bahwa elemen yang paling bahaya adalah elemen 1949 dan elemen 1185 yang terlihat pada gambar. Adapun nilai tegangan maksimum yang dihasilkan pada setiap tahap konstruksi untuk seluruh gempu yang ada sebagai berikut :



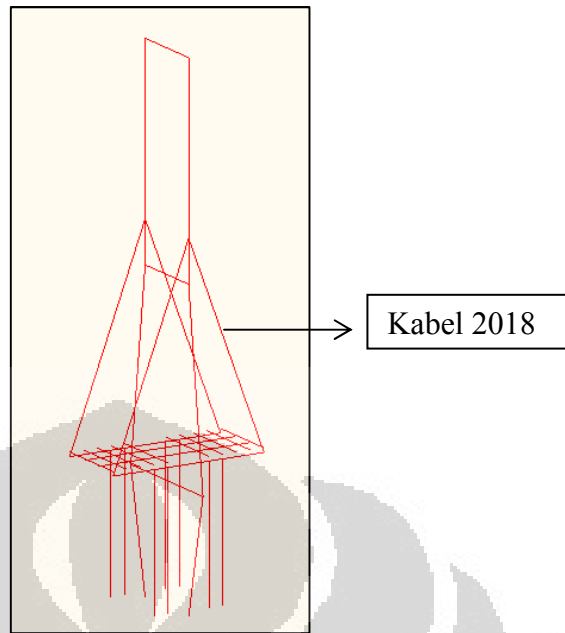
Gambar 4.73. Tegangan gelagar maksimum per tahap konstruksi

Dari grafik di atas maka dapat diketahui bahwa nilai tegangan gelagar maksimum terjadi pada tahap 63 dan nilai tersebut sudah melewati batas tegangan leleh dan tegangan putus.

4.6.3 Respon Gaya Dalam Kabel

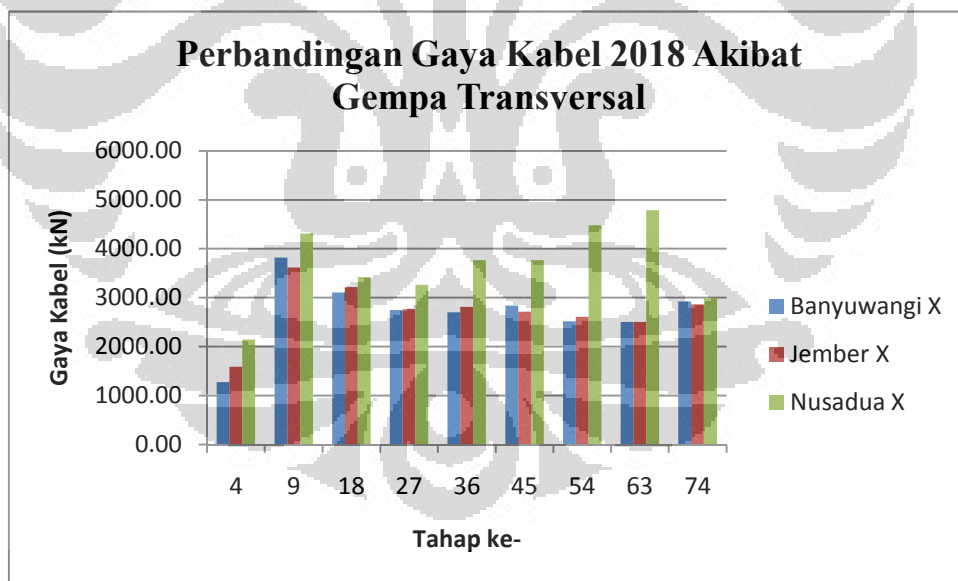
Dalam penelitian ini, maka peneliti akan mengamati respon gaya kabel pada 2 kabel pertama yang direksi pertama kali pada setiap tahap konstruksi, sehingga diperoleh perbandingan respon kabel yang diperoleh pada masing-masing tahap.

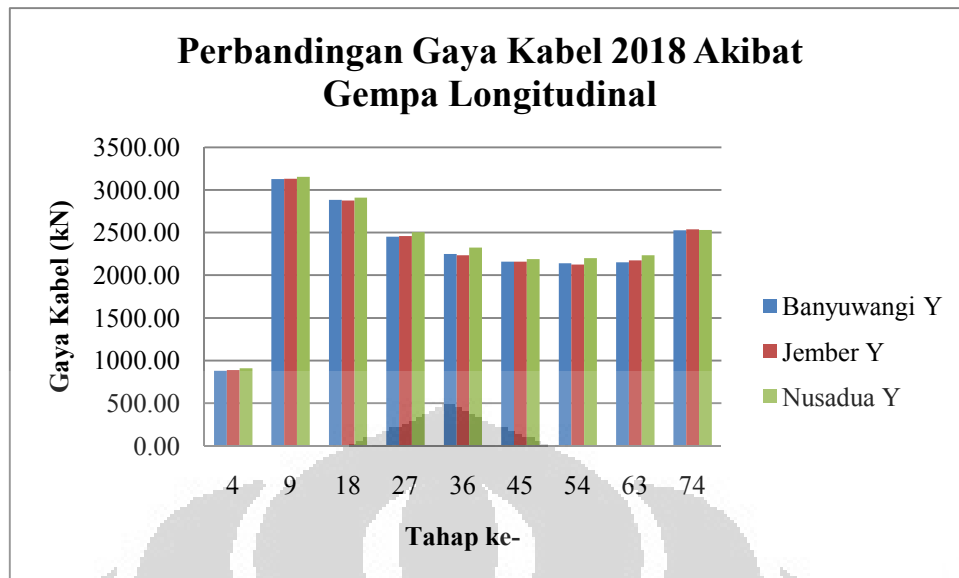
Berikut ini gambar lokasi elemen kabel yang akan dianalisis akibat pengaruh gempa transversal maupun gempa longitudinal.



Gambar 4.74. Lokasi elemen kabel untuk dianalisis

Berikut ini gaya kabel 2018 yang diperoleh pada tahap konstruksi akibat pengaruh gempa transversal maupun gempa longitudinal.





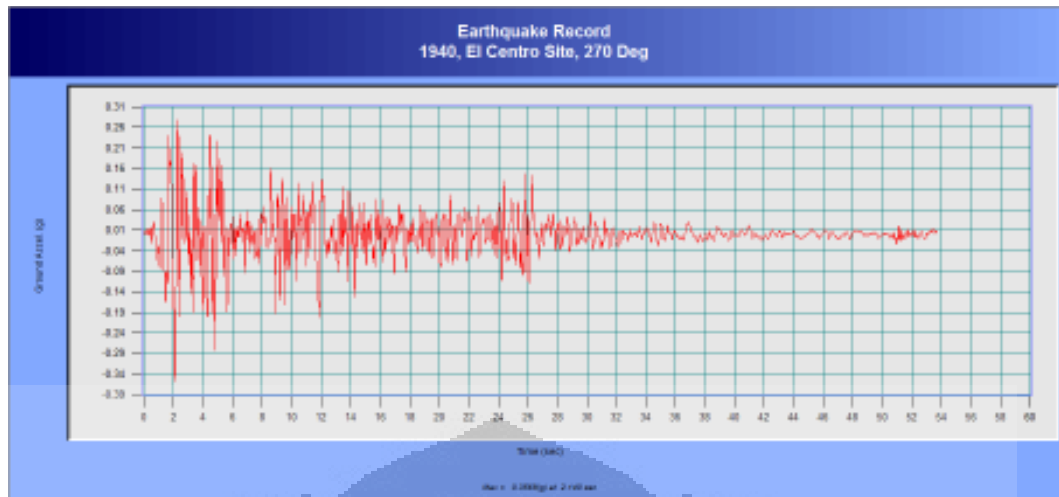
Gambar 4.75. Perbandingan gaya kabel 2018 akibat gempa (a) transversal, (b) longitudinal

Dari hasil grafik gaya dalam kabel di atas, maka dapat diketahui bahwa gaya kabel yang dihasilkan akibat gempa Nusadua menghasilkan nilai yang paling besar dibandingkan dengan akibat pengaruh gempa Banyuwangi dan Jember. Sementara akibat gempa longitudinal, gaya dalam kabel yang dihasilkan hampir sama. Selanjutnya dari grafik di atas juga dapat diketahui bahwa gaya kabel terbesar terjadi pada tahap 63 akibat gempa transversal dan pada tahap 9 akibat gempa longitudinal, dimana masing-masing nilai gaya kabel yang dihasilkan adalah 3002 kN dan 3130.6 kN.

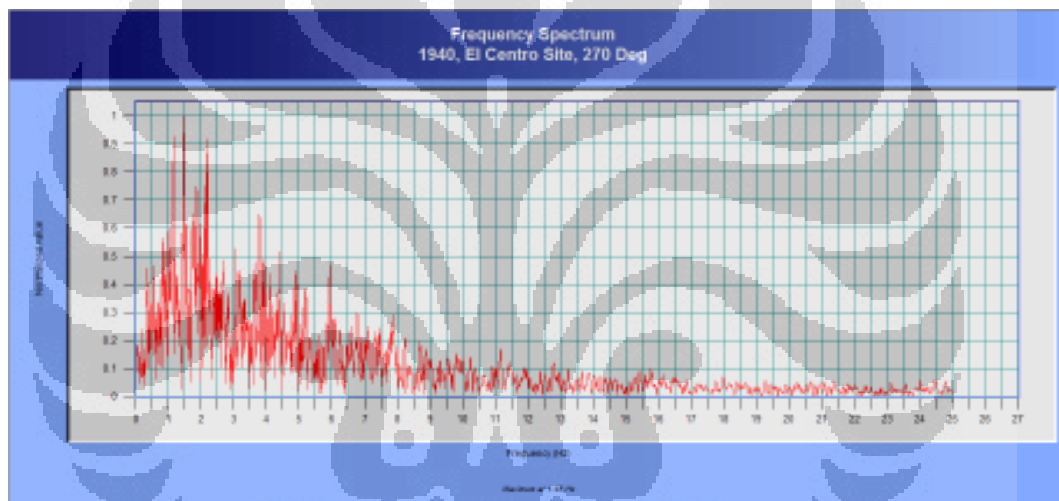
Berdasarkan dokumen *Consortium of Chinese Contractors*, maka dapat diketahui bahwa batas tegangan kabel adalah 1670 MPa, sementara tegangan kabel terbesar yang dihasilkan adalah 370 MPa, sehingga dapat dikatakan bahwa semua kabel yang ada di jembatan Suramadu ini tidak melebihi batas tegangan kabel yang ditentukan.

4.6.4 Pengaruh Gempa EI Centro Pada Struktur Jembatan Tahap 54

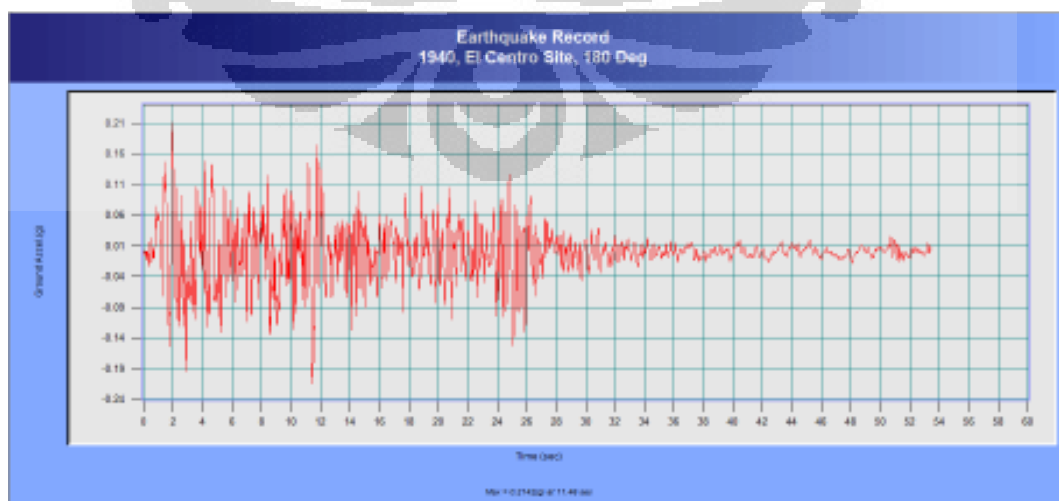
Dalam penelitian ini, juga akan dilihat pengaruh dari rekaman gempa EI Centro N-S yang memiliki nilai percepatan maksimum sebesar 0.35669(g) dengan durasi waktu 53.72 sekon dan rekaman gempa EI Centro E-W dengan percepatan maksimum sebesar 0.2142(g) dengan durasi waktu 53.46 sekon seperti gambar di bawah ini :



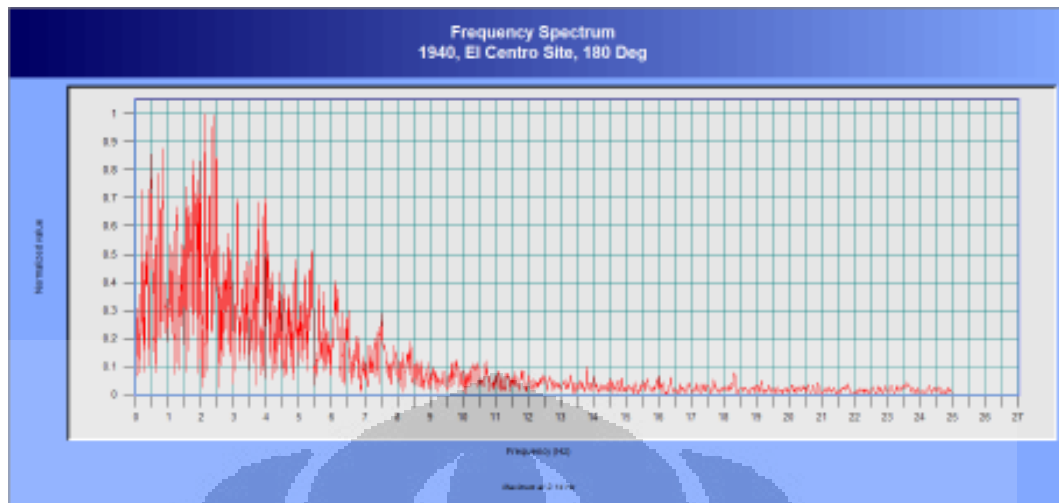
Gambar 4.76. Percepatan gempa EI Centro arah longitudinal



Gambar 4.77. Spektrum frekuensi gempa EI Centro arah longitudinal

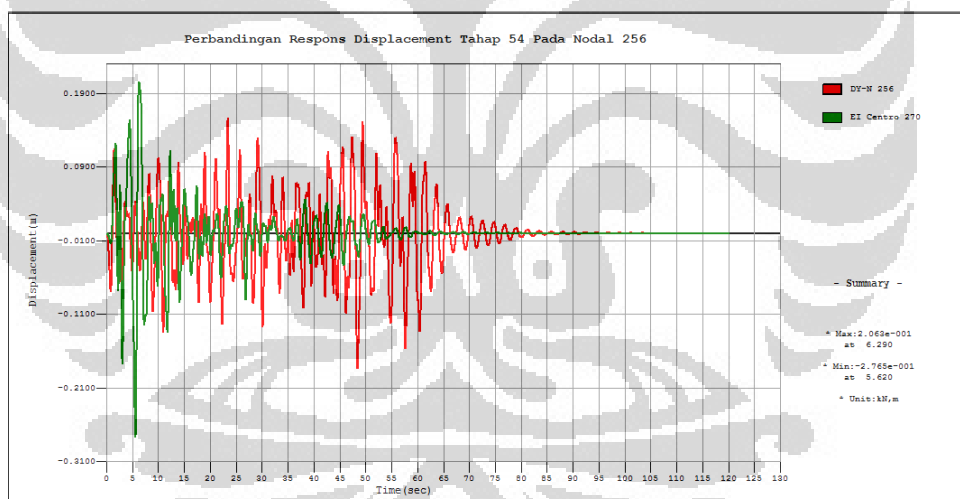


Gambar 4.78. Percepatan gempa EI Centro arah transversal

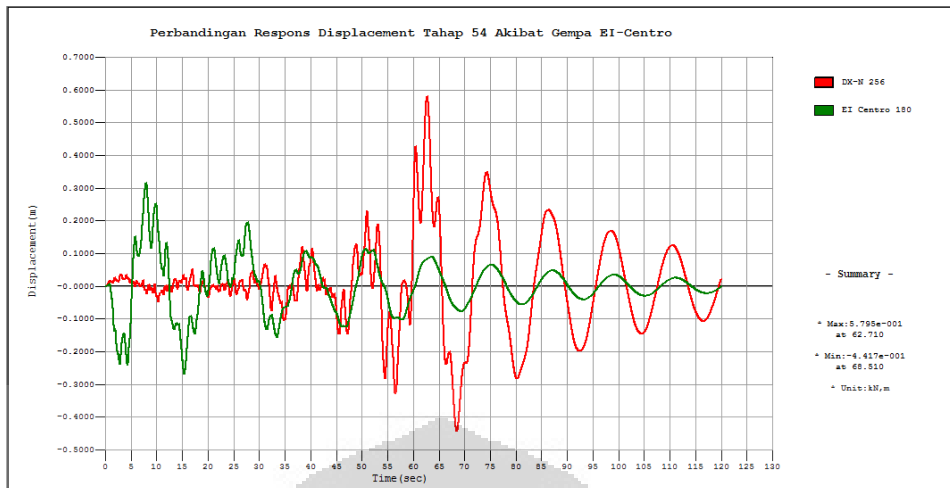


Gambar 4.79. Spektrum frekuensi gempa EI-Centro arah transversal

Adapun respon struktur akibat gempa EI Centro ini bisa dilihat dari gambar di bawah ini :



Gambar 4.80. Perbandingan respon *displacement* tahap 54 akibat gempa Nusadua dan gempa EI-Centro longitudinal



Gambar 4.81. Perbandingan respon *displacement* tahap 54 akibat gempa Nusadua dan gempa EI-Centro trasversal

Dari hasil respon di atas menunjukkan bahwa pada respon *displacement* pada arah longitudinal akibat gempa EI Centro lebih besar dibandingkan dengan respon yang dihasilkan oleh gempa Nusadua transversal. Sebaliknya, pada arah transversal menunjukkan bahwa pengaruh gempa Nusadua longitudinal lebih besar dibandingkan akibat gempa EI Centro transversal.

4.7 Respon Riwayat Waktu Akibat Pembebanan Gempa Dua Arah

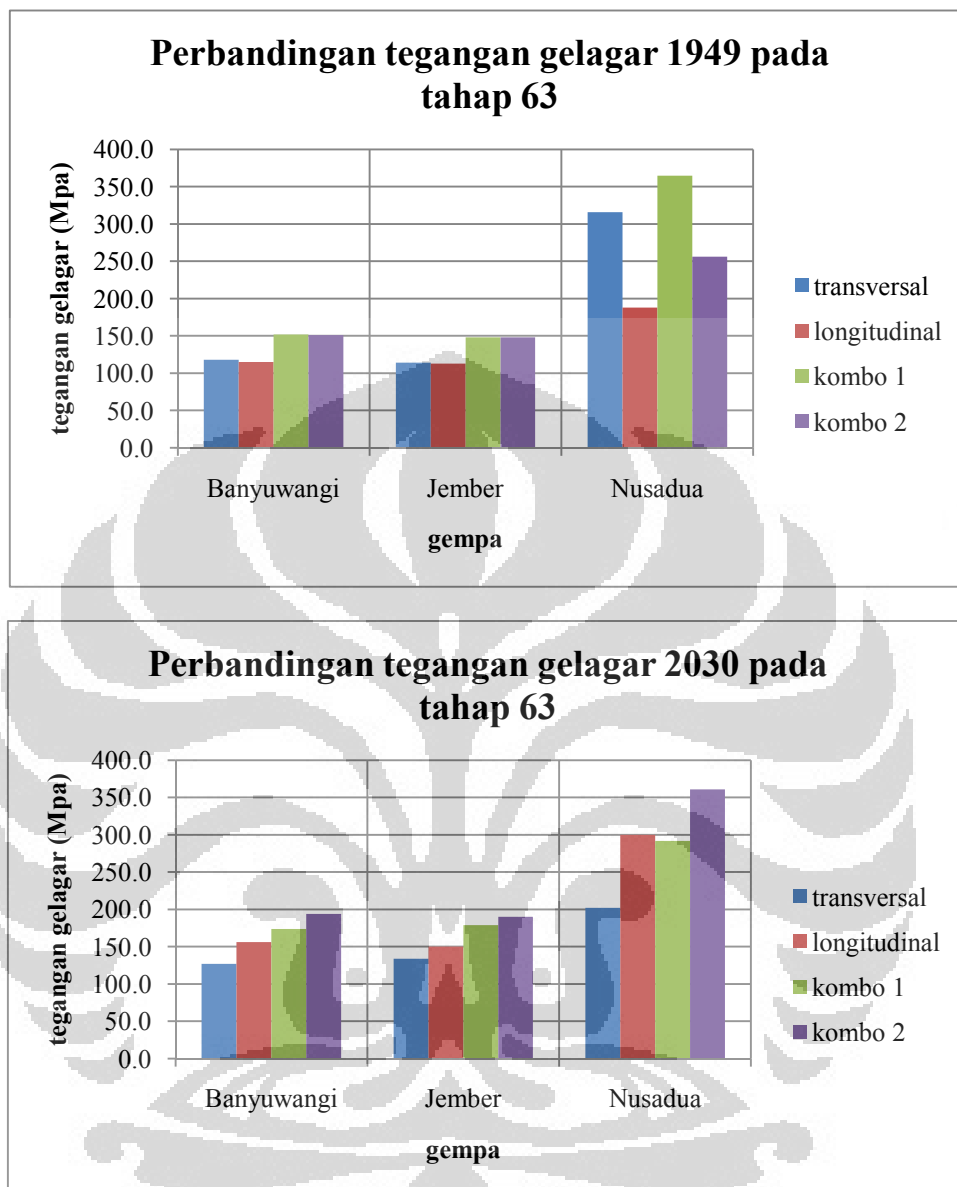
Dalam penelitian ini, gempa yang bekerja pada struktur dapat saja terjadi dalam satu arah beban ataupun lebih. Oleh karena itu dilakukan kombinasi beban gempa pada arah melintang dan longitudinal jembatan untuk mendapatkan respon maksimum struktur. Kombinasi beban dilakukan berdasarkan rumusan berikut.

Kombinasi 1 = 100% Transversal + 30% Longitudinal

Kombinasi 2 = 30% Transversal + 100% Longitudinal

Untuk mengetahui efek pembebanan dua arah gempa (bi-direction earthquake loading) terhadap respon struktur, maka dalam analisa riwayat waktu dilakukan kombinasi beban-beban gempa longitudinal dan transversal berdasarkan rumusan yang telah disebutkan di atas. Adapun kombinasi ini dilakukan agar

Untuk memperlihatkan pengaruh pembebanan dua arah gempa ini, maka diambil salah satu tahap konstruksi saja, yaitu tahap 63 yang merupakan tahap paling berbahaya dalam proses konstruksi jembatan Suramadu ini seperti penjelasan sebelumnya.

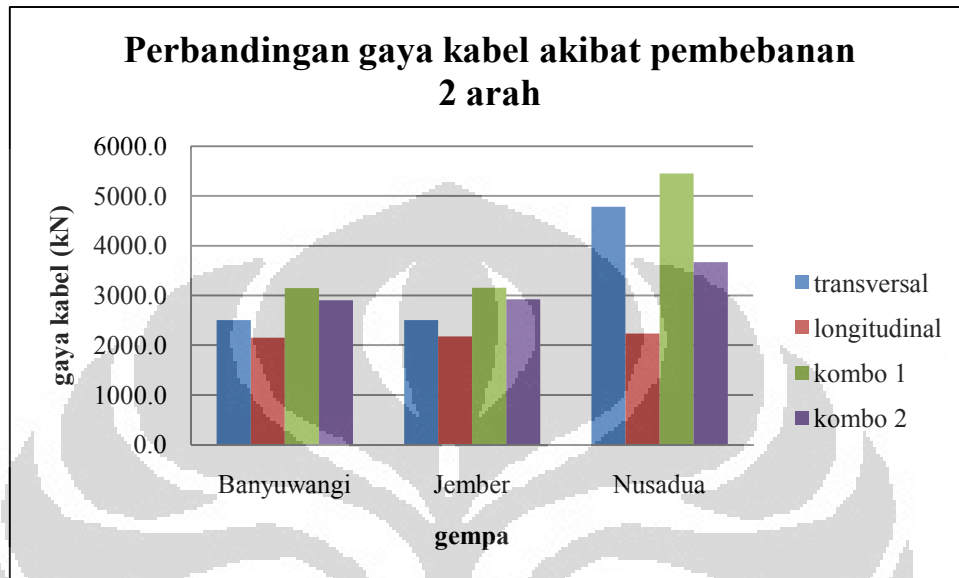


Gambar 4.82. Perbandingan respon tegangan akibat pembebanan gempa 1 arah dan gempa 2 arah
(a) elemen 1949 (b) elemen 2030

Dari gambar di atas dapat diketahui bahwa untuk elemen pada gelagar dengan arah melintang (elemen 2030) maka hasil kombinasi 2 memberikan pengaruh yang lebih besar dibandingkan kombinasi 1. Dengan kata lain pengaruh gempa longitudinal lebih besar dibandingkan akibat gempa transversal. Sebaliknya, untuk elemen pada gelagar dengan arah memanjang (elemen 1949) maka untuk gempa Nusaduan, akibat kombinasi 1 menghasilkan nilai yang paling besar, akan

tetapi untuk gempa Banyuwangi dan gempa Jember menghasilkan nilai yang sama besar antara kombinasi 1 dan kombinasi 2.

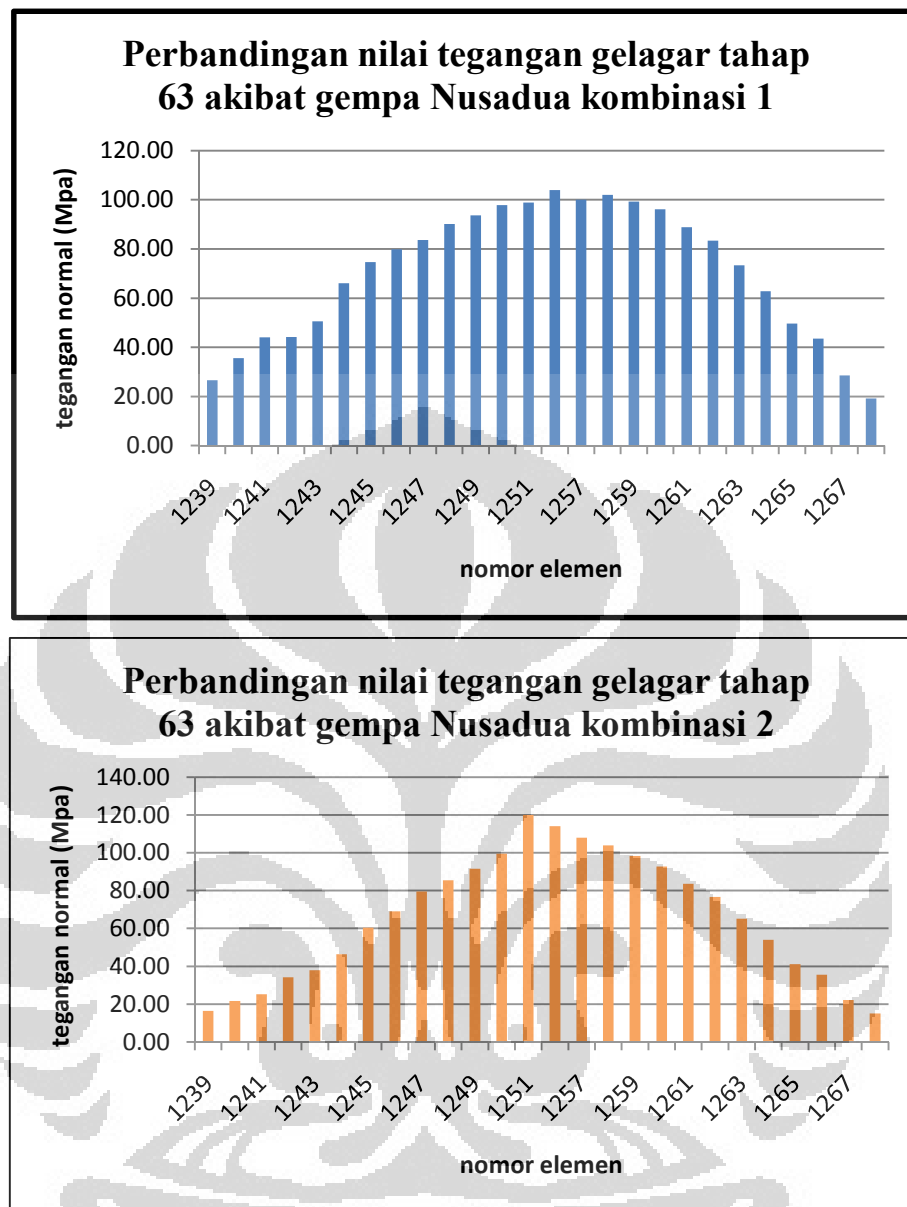
Kemudian pada gambar di bawah ini akan dilihat bagaimana respon tegangan yang dihasilkan pada kabel akibat pembebanan dua arah.



Gambar 4.83. Perbandingan gaya kabel pada tahap 63 akibat pembebanan 2 arah

Dari gambar di atas, maka dapat diketahui bahwa baik akibat gempa Banyuwangi, gempa Jember, maupun gempa Nusadua, respon yang dihasilkan akibat kombinasi 1 menghasilkan nilai yang paling besar. Akan tetapi dari gambar di atas terlihat jelas bahwa akibat kombinasi 1 maupun kombinasi 2 akan menghasilkan respon yang lebih besar dibandingkan pembebanan gempa satu arah.

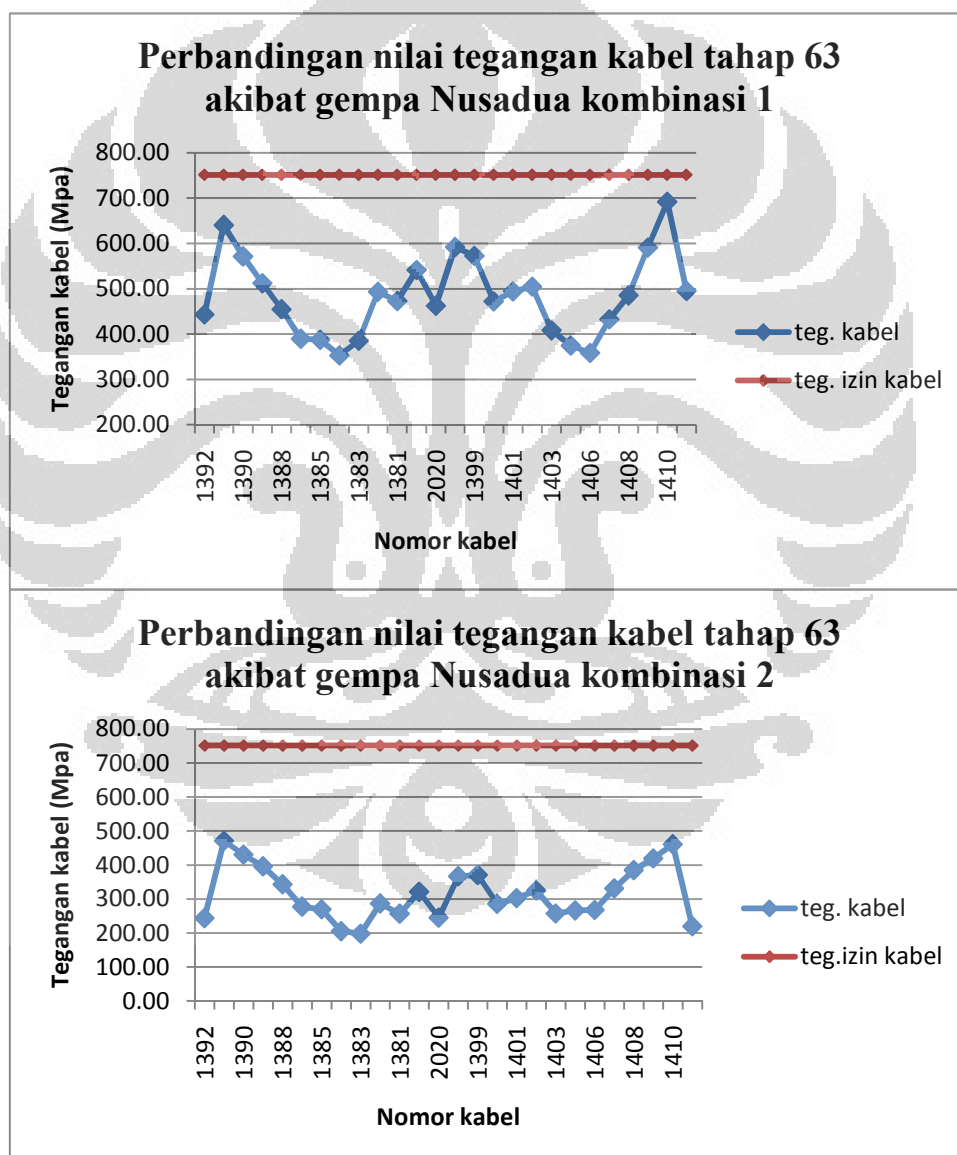
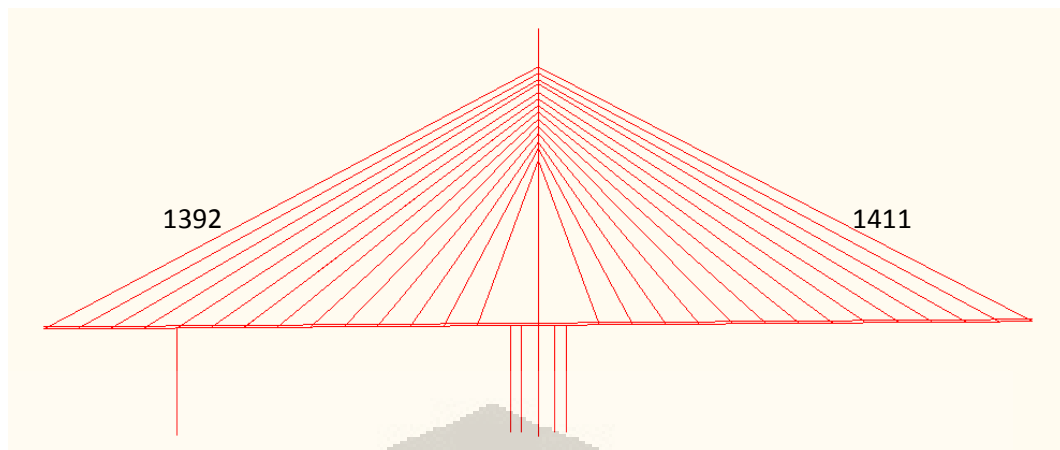
Selanjutnya jika dilihat nilai tegangan pada gelagar yang dihasilkan pada setiap elemen mulai dari ujung gelagar sebelah kiri hingga ujung sebelah kanan akibat gempa Nusadua dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.84. Perbandingan nilai tegangan gelagar tahap 63 akibat gempa Nusadua (a) kombinasi 1, (b) kombinasi 2

Berdasarkan gambar di atas maka dapat diketahui bahwa nilai tegangan pada setiap elemen gelagar menunjukkan nilai yang terbesar berada pada elemen yang berada paling dekat dengan pylon.

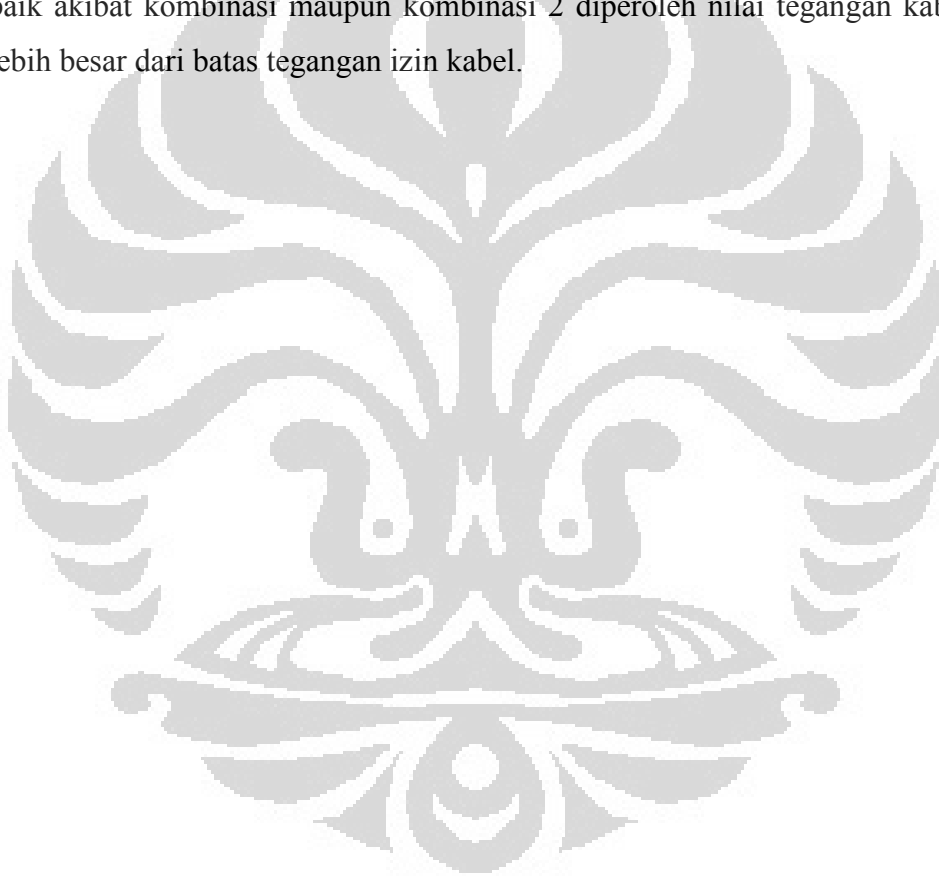
Selanjutnya jika dilihat nilai tegangan kabel yang dihasilkan pada setiap elemen kabel mulai dari kiri ke kanan dari struktur jembatan akibat gempa Nusadua dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.85. Perbandingan nilai gaya kabel tahap 63 akibat gempa Nusadua (a) kombinasi 1, (b) kombinasi 2

Dari gambar di atas maka dapat diketahui bahwa nilai tegangan kabel yang dihasilkan paling besar adalah pada sisi dua ujung kabel terakhir. Kemudian dapat diketahui juga bahwa kombinasi 1 yang merupakan kombinasi antara 100 % gempa transversal + 30 % gempa longitudinal memberikan hasil yang lebih besar dibandingkan dengan kombinasi 2. Hal ini berarti gempa transversal memberikan pengaruh yang lebih besar terhadap struktur jembatan.

Adapun nilai tegangan izin dari kabel adalah 45 % dari tegangan batas ((Walther : 1988) yaitu 1670 MPa, sehingga diperoleh 751.5 MPa adalah nilai tegangan izin dari kabel. Dari nilai tegangan yang dihasilkan diketahui bahwa baik akibat kombinasi maupun kombinasi 2 diperoleh nilai tegangan kabel yang lebih besar dari batas tegangan izin kabel.



BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis riwayat waktu pada tahap konstruksi jembatan Suramadu akibat rekaman gempa Banyuwangi, Jember, dan Nusadua diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Besarnya *displacement*, tegangan, maupun gaya-gaya dalam, tidak hanya ditentukan dari karakteristik gempa, akan tetapi juga dipengaruhi oleh karakteristik struktur. Dengan kata lain, gempa yang memiliki puncak percepatan tanah (PGA) paling besar bukan berarti akan menghasilkan respon yang paling besar juga, walaupun secara umum nilai PGA menjadi faktor utama yang sangat berpengaruh terhadap respon gempa pada struktur.
2. Analisis terhadap karakteristik gempa menunjukkan bahwa kandungan frekuensi sangat mempengaruhi respon struktur yang terjadi. Bila kandungan frekuensi berdekatan dengan frekuensi-frekuensi utama struktur (yang memiliki *mass participation ratio* yang besar), maka struktur akan mengalami respon (gaya-gaya dalam, *displacement*, dan tegangan) yang semakin besar. Hasil analisis menunjukkan bahwa akibat gempa Banyuwangi, Jember, dan Nusadua mempunyai kandungan frekuensi struktur yang tidak berimpit dengan kandungan frekuensi gempa sehingga tidak akan mengalami resonansi.
3. Pada gempa longitudinal menunjukkan nilai percepatan maksimum hampir sama, akan tetapi karena kandungan frekuensi yang berbeda sehingga menghasilkan respon yang tidak sama besar.
4. Semakin besar nilai rasio redaman pada struktur, maka semakin cepat terjadinya peluruhan respon.
5. Modal partisipasi massa yang dihasilkan pada arah transversal dalam mencapai 90 % partisipasi massa menunjukkan jumlah moda yang lebih kecil dibandingkan pada arah longitudinal.

6. Rekaman gempa Nusadua transversal baik sebelum maupun setelah dilakukan modifikasi merupakan gempa yang memberikan efek paling besar terhadap struktur, dimana menghasilkan *displacement*, respon tegangan, dan gaya kabel yang paling besar dibandingkan 2 pasang rekaman gempa lainnya. Hal ini ditentukan oleh jumlah impuls dari percepatan gempa, dimana gempa Nusadua transversal menghasilkan nilai impuls yang terbesar juga.
7. Secara umum, gempa dalam arah longitudinal memiliki efek yang lebih berbahaya terhadap struktur tinjauan. Hal ini dapat dilihat dari nilai *displacement*, nilai tegangan, dan gaya-gaya dalam yang dihasilkan lebih besar. Hal ini juga bisa dibuktikan dengan frekuensi natural struktur dalam arah transversal (pola ragam 1) lebih kecil dibandingkan dengan frekuensi natural struktur dalam arah longitudinal (pola ragam 2).
8. Ketika struktur masih dalam kondisi kantilever (tahap 4 – tahap 63), menunjukkan bahwa semakin besar massa struktur, maka semakin besar periode getar struktur pada pola ragam pertama yang menunjukkan struktur semakin fleksibel. Sementara pada tahap 74 menghasilkan nilai periode getar terkecil, yang menunjukkan bahwa struktur lebih kaku akibat adanya penambahan *pier* sementara yang hanya ada pada tahap 74 ini.
9. Dari hasil analisis tegangan pada gelagar baja bentang tengah, maka dapat disimpulkan bahwa tahap 63 merupakan tahap yang paling berbahaya karena nilai tegangan yang diperoleh adalah yang terbesar dan nilai tegangan maksimum yang dihasilkan sudah melewati batas tegangan leleh yang ditetapkan oleh dokumen *Consortium of Chinese Contractors* sebagai kontraktor pembangunan jembatan kabel Suramadu.
10. Hasil gaya kabel pada setiap tahap baik akibat gempa transversal maupun gempa longitudinal menunjukkan bahwa hampir semua tegangan kabel yang dihasilkan tidak melebihi batas tegangan kabel izin yang ditetapkan oleh dokumen *Consortium of Chinese Contractors* sebagai kontraktor pembangunan jembatan kabel Suramadu.
11. Akibat gempa EI-Centro arah longitudinal menunjukkan bahwa *displacement* maksimum yang dihasilkan lebih besar dibandingkan akibat

gempa Nusadua longitudinal, sebaliknya pada arah transversal menunjukkan bahwa *displacement* maksimum yang dihasilkan lebih kecil dibandingkan akibat gempa Nusadua transversal.

12. Pembebanan gempa dua arah yaitu dengan mengkombinasikan gempa transversal dan gempa longitudinal menjadi 2 kombinasi (100 % gempa transversal + 30 % gempa longitudinal dan 30 % gempa transversal + 100 % gempa longitudinal) menghasilkan respon struktur yang lebih besar dibandingkan dengan pembebanan gempa satu arah, dimana secara umum dapat diketahui bahwa akibat kombinasi 100 % gempa transversal + 30 % gempa longitudinal
13. Secara umum dapat dijelaskan bahwa tegangan terbesar pada struktur jembatan berada pada elemen gelagar yang dekat dengan pilon, sementara tegangan kabel terbesar berada pada bagian sisi ujung jembatan.

5.2 Saran

Adapun saran-saran yang dapat diberikan untuk kebutuhan penelitian selanjutnya sebagai berikut :

1. Sebaiknya dilakukan analisis non-linear dikarenakan struktur jembatan merupakan struktur tidak beraturan dan memiliki efek non-linear yang cukup berpengaruh yang disebabkan oleh tiga hal, yaitu non-linear kabel, non-linear geometri, dan non-linear material.
2. 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.
3. Dilakukan modifikasi gempa sesuai dengan RSNi 03-1726-201x dengan lebih teliti, baik menggunakan program yang ada maupun secara manual, sehingga diperoleh respon spektrum yang lebih sesuai dengan desain spektrum yang diberikan.

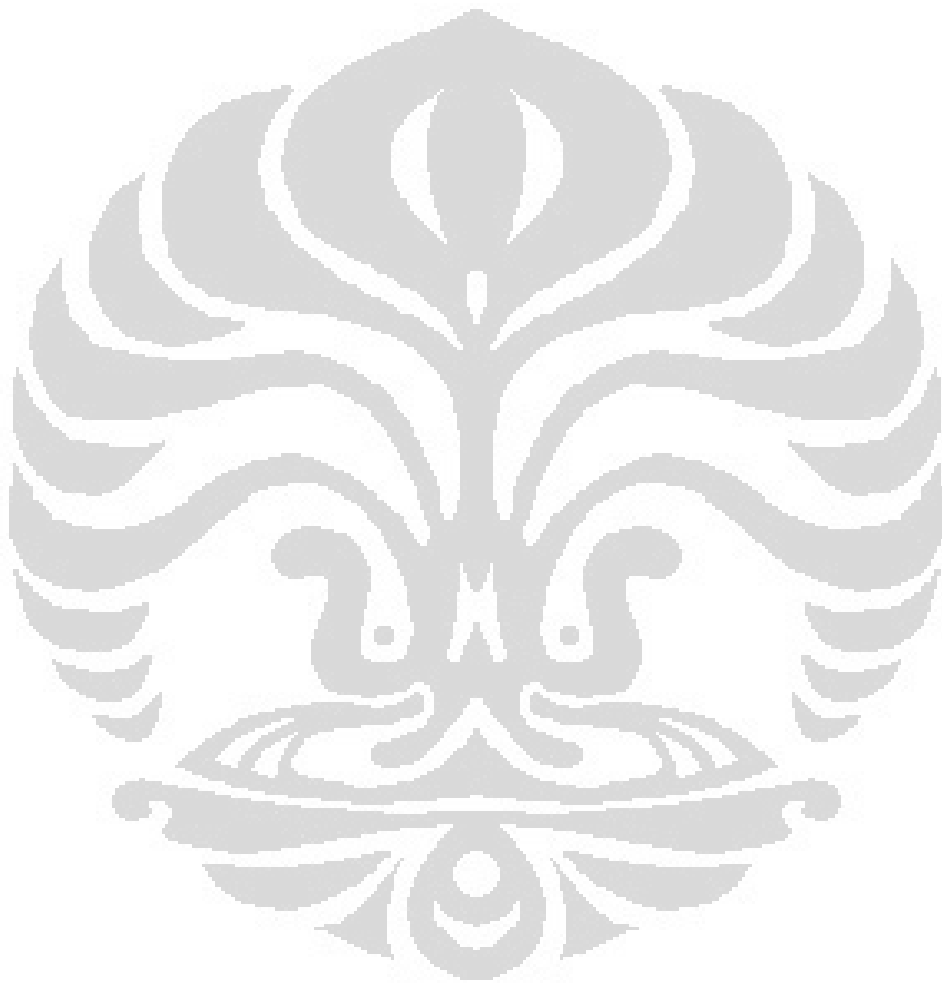
4. Pengaruh adanya beban angin perlu dipertimbangkan pada setiap tahapan konstruksi, sehingga bisa dilihat bagaimana perilaku struktur akibat pengaruh beban angin juga.
5. Sebaiknya dilakukan simulasi pada setiap tahapan konstruksi (89 tahap), terutama tahap 60 hingga tahap 70 sehingga dapat diperoleh hasil yang lebih akurat mengenai tahapan yang paling berbahaya selain tahap 63 sesuai dengan hasil yang diperoleh dalam penelitian ini.
6. Dalam menganalisis pengaruh gempa horizontal (gempa transversal dan gempa longitudinal) pada struktur jembatan, seharusnya disesuaikan dengan benar koordinat antara alat *seismograph* dengan tampak struktur, sehingga diperoleh hasil yang mendekati nilai yang sebenarnya.
7. Dilakukan analisis perkuatan lebih lanjut untuk elemen gelagar dan kabel pada struktur jembatan Suramadu jika tegangan yang dihasilkan melewati batas tegangan izin, sehingga dihasilkan struktur selalu dalam keadaan aman jika terjadi gempa.

DAFTAR PUSTAKA

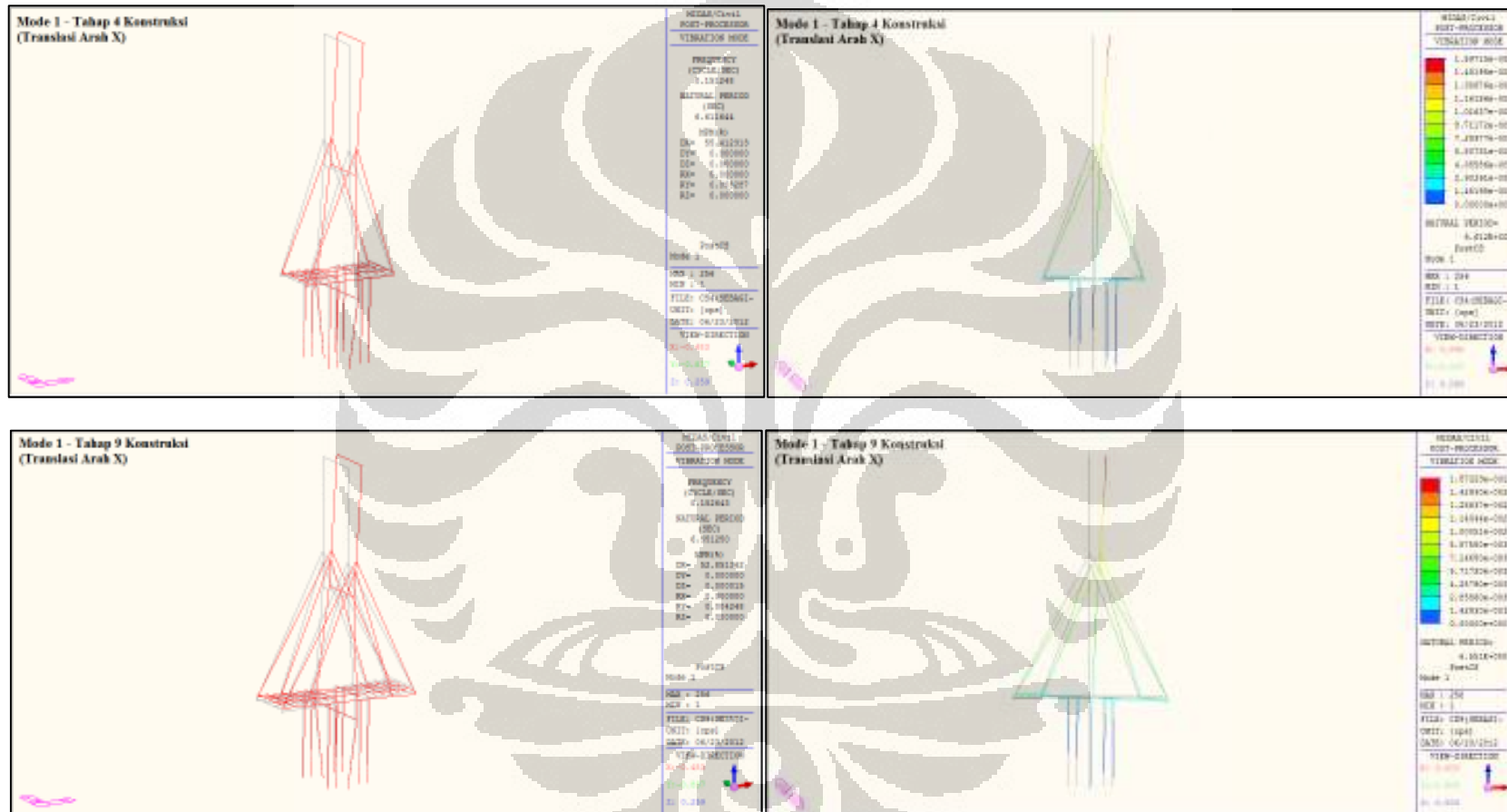
- Aviram, Ady, Kevin R. Mackie, dan Božidar Stojadinović. (2008). *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center. 18 Desember 2011 <http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2008/web_PEER803_AVIRAM_etal.pdf>
- Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika (2010). *Gempa Bumi*. 03 Desember 2011 <http://www.bmkg.go.id/BMKG_Pusat/Geofisika/Gempabumi.bmkg>
- Barker, Richard M., Puckett, Jay A. (2007). *Design of Highway Bridges An LRFD Approach*, Second Edition. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Chen, W.F., Duan L. 2000. *Bridge Engineering Handbook, Seismic Design*. Boca Raton : CRC Press.
- Chopra, Anil K. (1997). *Dynamic of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Singapore : Prentice Hall.
- Clough, Ray W, dkk. (1982). *Dinamika Srruktur* (Ir. Dines Ginting, Penerjemah). Jakarta : Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1992). *Bridge Management System : Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan*.
- Design Criteria for Suramadu Bridge*. (2005). Consortium of Chinese Contractors. November 2005.
- Han, Danjian., Quansheng Yan. 2003. *Bridge Engineering Handbook : Cable Force Adjusment and Construction Control*. Taylor & Francis Group, LLC.
- Hegab, Hassan I., dkk. (2009). Staged Construction Analysis of Segmental Prestressed Concrete *Cable Stayed* Bridges. 05 Desember 2011 <<http://icsge2009.com/2005/11-icsge/RC/E05RC26.pdf>>
- Hidayat, Irpan. (2011). *Analisa Konstruksi Jembatan Cable Stayed Menggunakan Metode Kantilever (Studi Kasus Jembatan Suramadu)*. Tesis, Program Magister Teknik Sipil Fakultas Teknik UI, Depok, Januari 2011.

- Irsyam, Masyhur, dkk. *Methodology of Site-Specific Seismic Hazard Analysis for Important Civil Structure*. Civil Engineering Dimension : Vol. 9, No. 2, 103–112, September 2007. ISSN 1410-9530
- Justus, Marko Grabow. (2004). *Construction Stage Analysis of Cable Stayed Bridges*. Faculty of the Technical University of Hamburg Harburg. 29 Juni 2004. <http://www.tu-harburg.de/sdb/Diplomarbeiten/Diplomarbeiten/Diplomarbeit_Grabow.pdf>
- Mathivat, Jacques. (1983). *The Cantilever Construction of Prestressed Concrete Bridges*. New York, USA : John Wiley & Sons Inc.
- MIDAS Analysis Reference. *Analysis for Civil Structures*. MIDAS Information Technology Co., Ltd, 2006.
- Newmark, N.M & E.Rosenblueth. (1971). *Fundamental of Earthquake Engineering*. U.S : Prentice-Hall, Inc.
- Scott, John S. 1991. *Dictionary of Civil Engineering*. Fourth Edition. England : The Penguin Books.
- Standar Nasional Indonesia. (2002). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung* (SNI 03-1726-2002). Badan Standardisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. (2005). *Pembebanan Untuk Jembatan* (RSNI T-02-2005). Badan Standardisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. (2008). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan* (SNI-2833-2008), Badan Standardisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia (2010). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung* (RSNI 03-1726-201x). Badan Standardisasi Nasional.
- Supriyadi, Bambang., Agus Setyo Muntohar. (2007). *Jembatan*. Cetakan Ke-4. Yogyakarta : Beta Offset
- Suryadi, Tri. (2011). *Analisa Riwayat Waktu Prilaku Nonlinear Pilar Jembatan Beton Gelagar Box Bentang Menerus*. Tesis, Program Magister Teknik Sipil Fakultas Teknik UI, Depok, Juni 2011.
- Visone, Ciro., Bilotta, Emilio. *Comparative Study on Frequency and Time Domain Analysis for Seismic Site Response*. EJGE, Vol. 15, 2010.
- Walther, R. *Cable Stayed Bridges*. (1988). (William Crozier, Penerjemah). London : Thomas Telford Ltd.

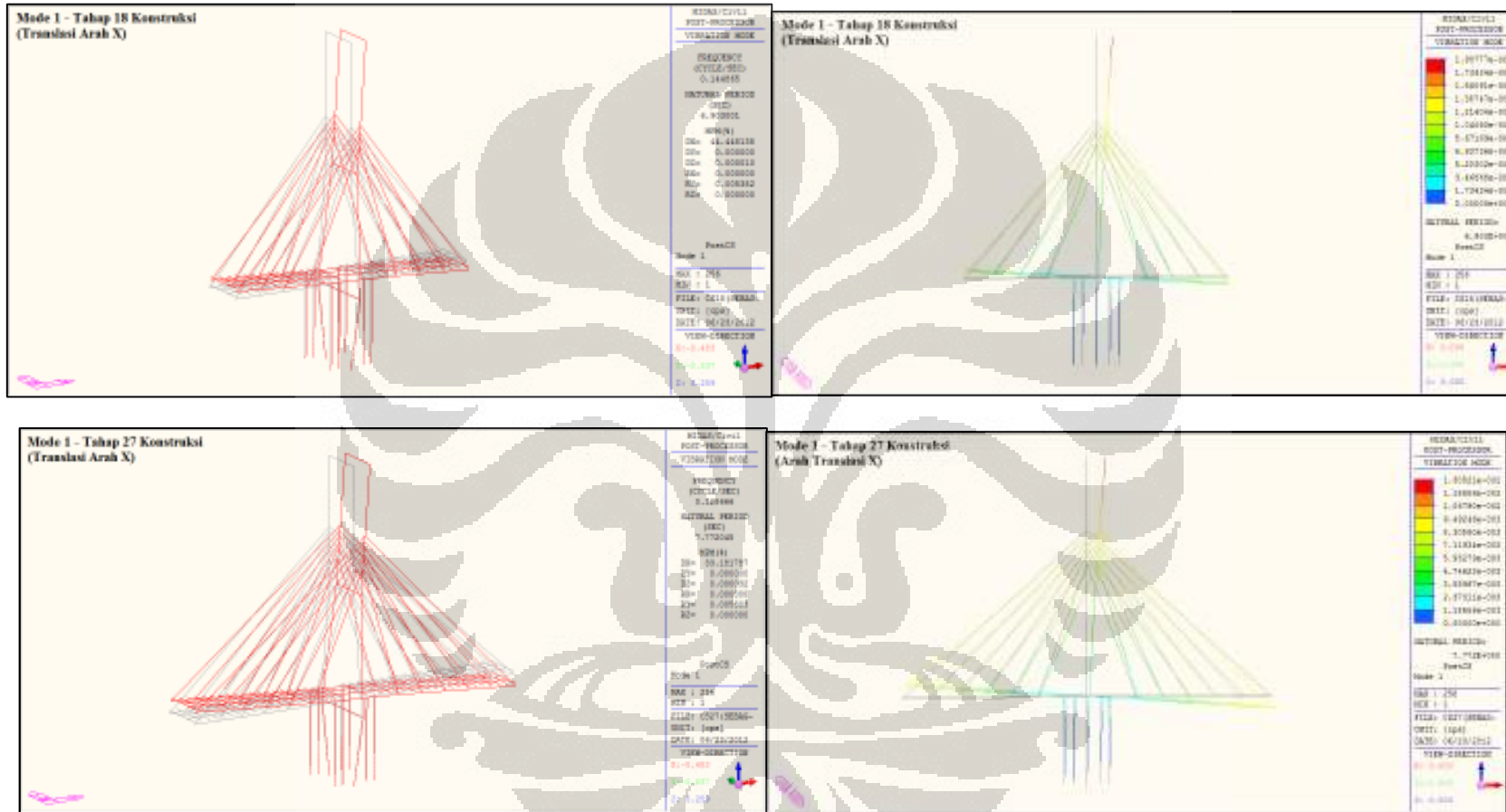
LAMPIRAN



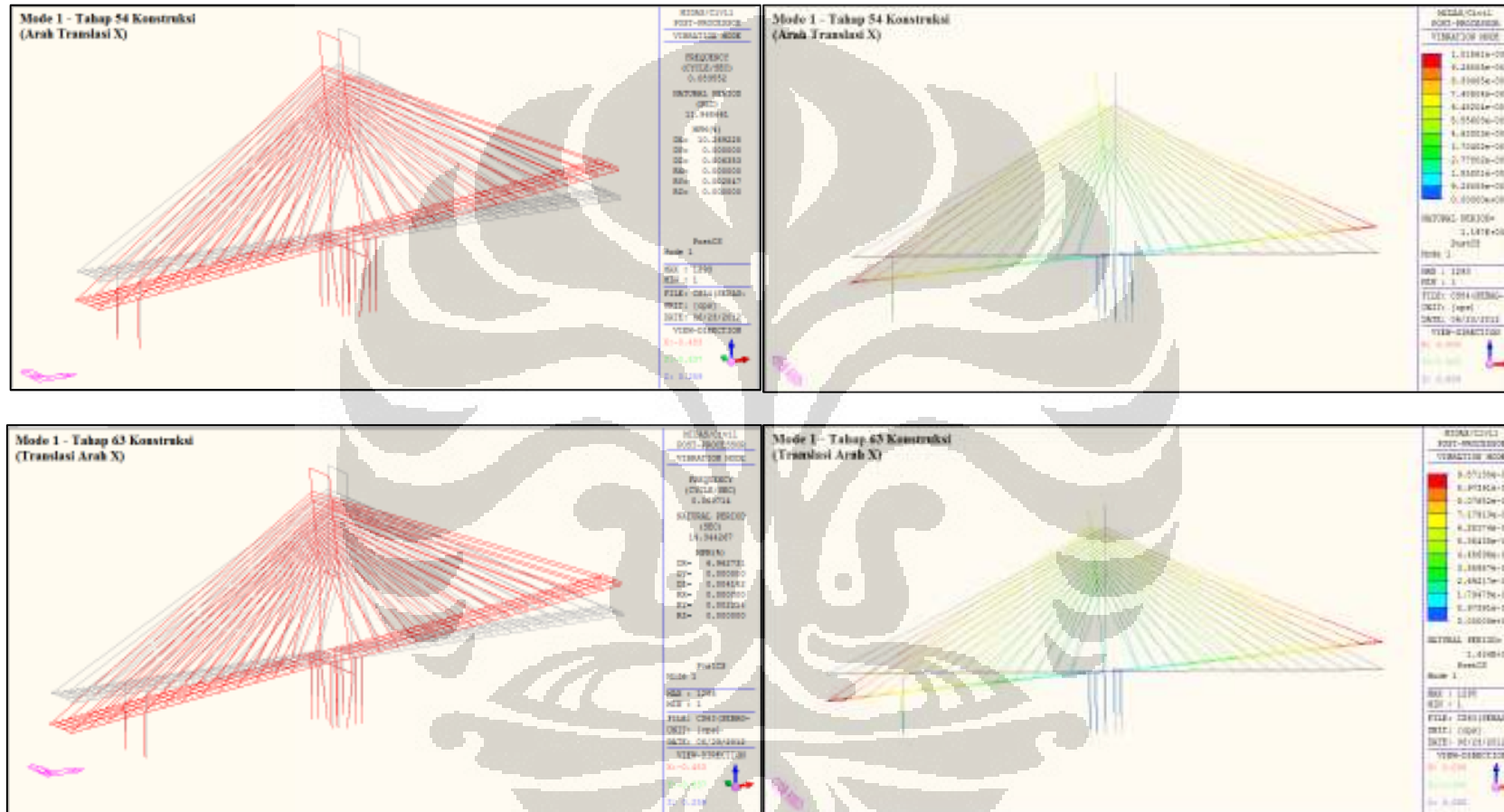
Lampiran 1 : *Mode Shape* Pertama Setiap Tahapan Konstruksi



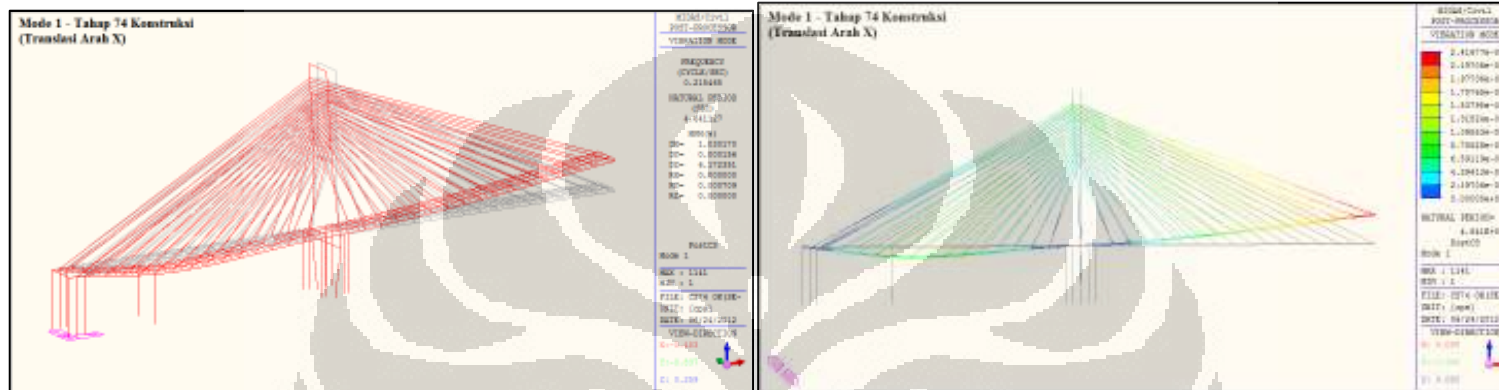
Mode Shape Pertama Setiap Tahapan Konstruksi (Lanjutan)



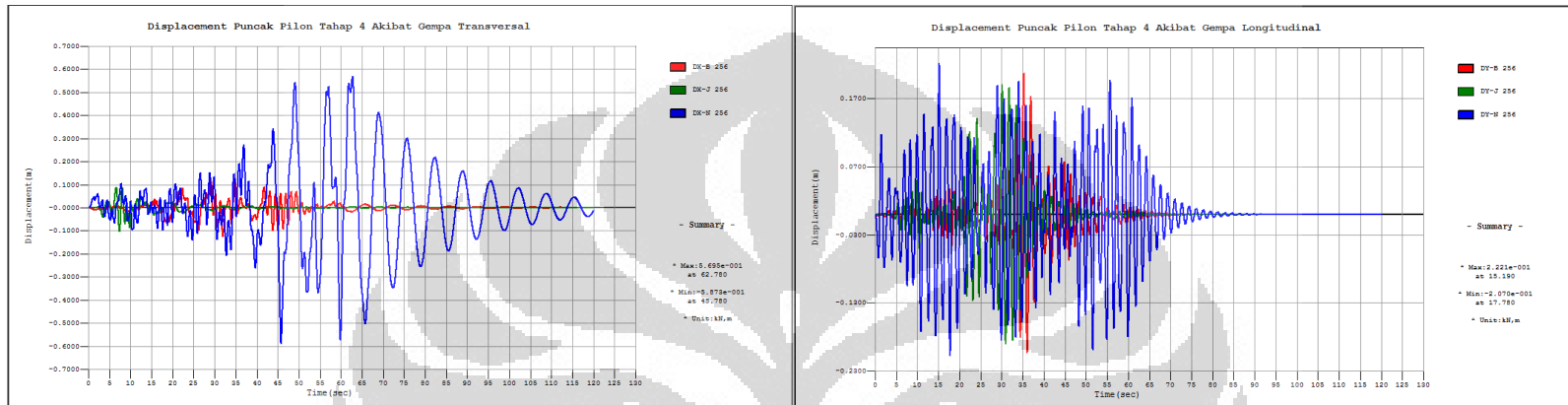
Mode Shape Pertama Setiap Tahapan Konstruksi (Lanjutan)



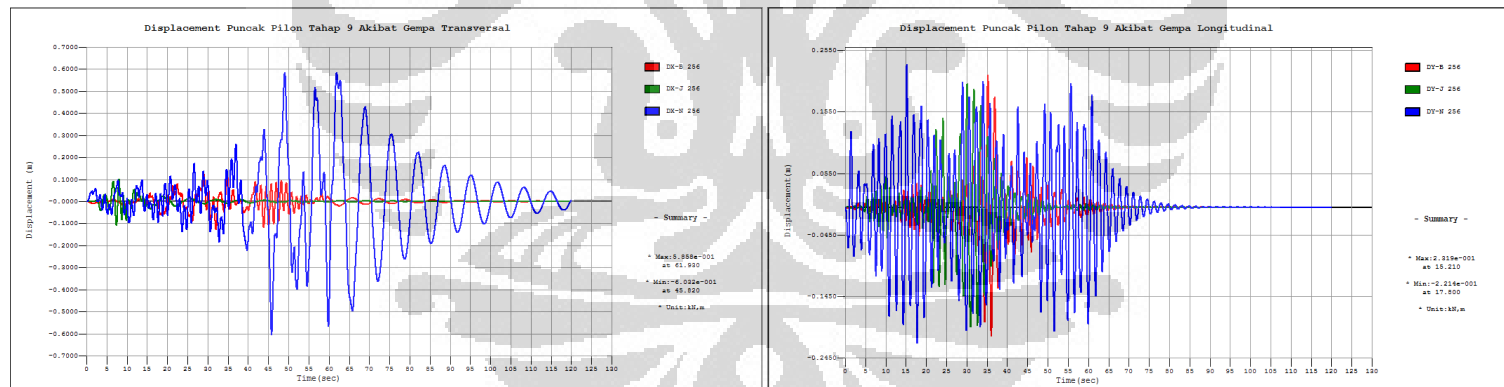
Mode Shape Pertama Setiap Tahapan Konstruksi (Lanjutan)



Lampiran 2 : Respon *Displacement* Pada Setiap Tahapan Konstruksi

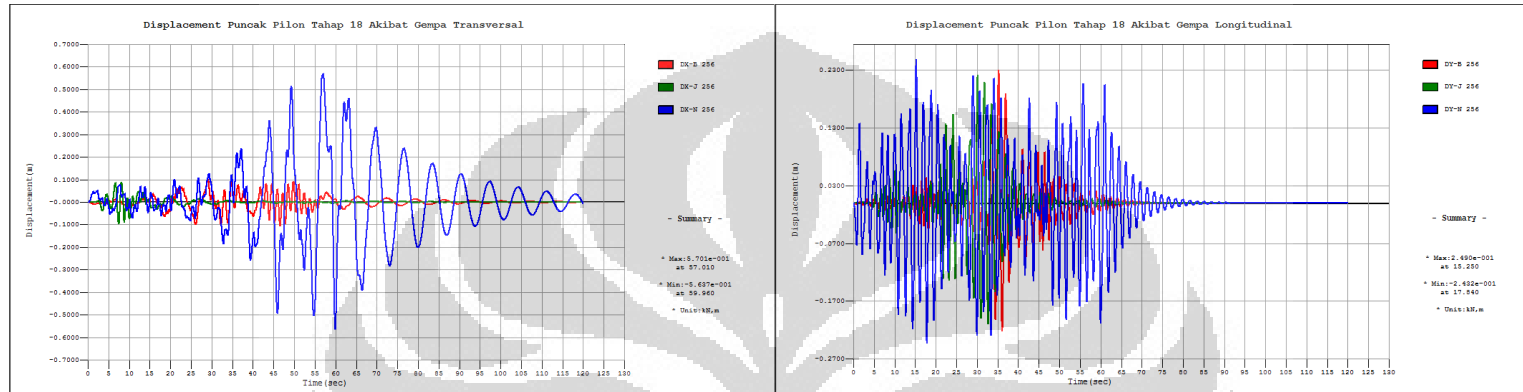


L 1. Respon *displacement* tahap 4 konstruksi

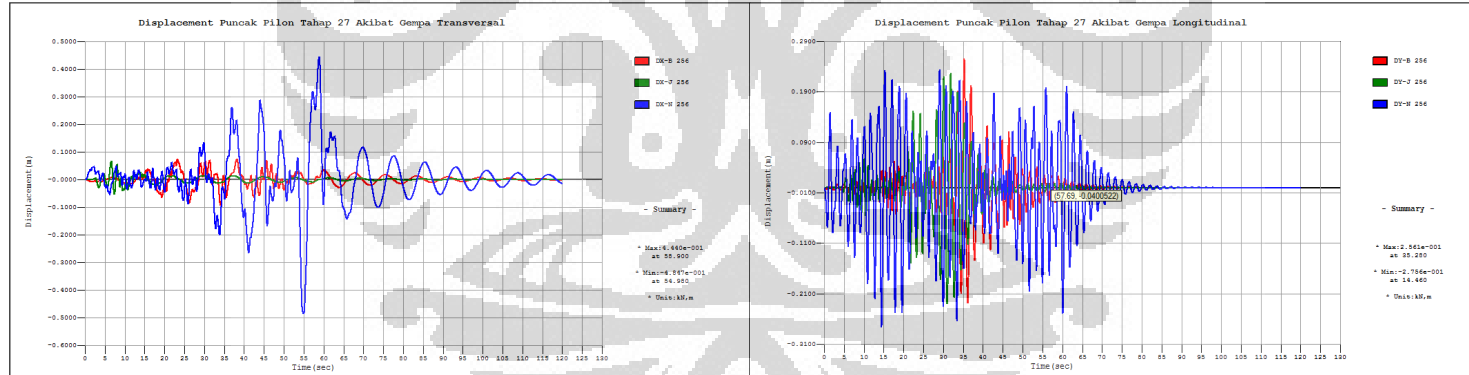


L 2. Respon *displacement* tahap 9 konstruksi

Respon *Displacement* Pada Setiap Tahapan Konstruksi (Lanjutan)

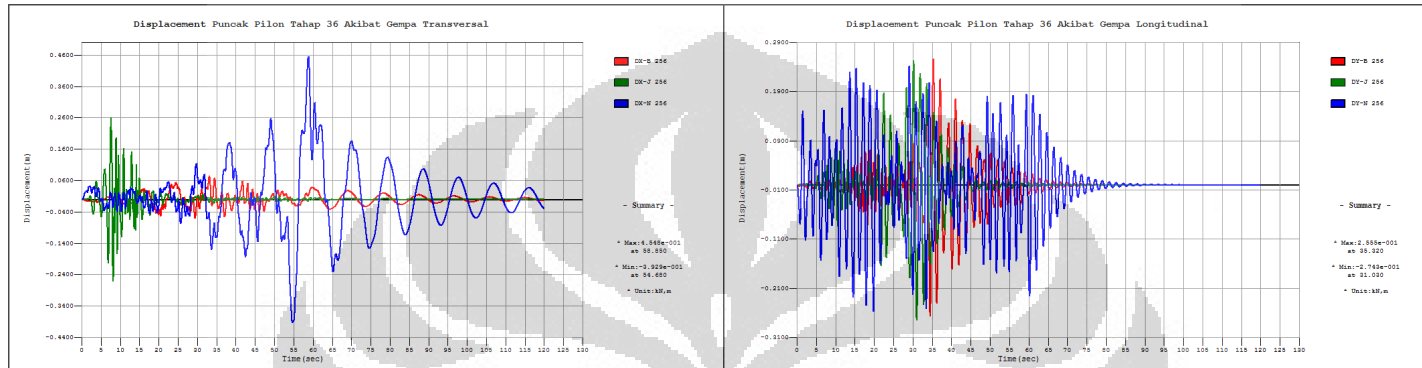


L 3. Respon *displacement* tahap 18 konstruksi

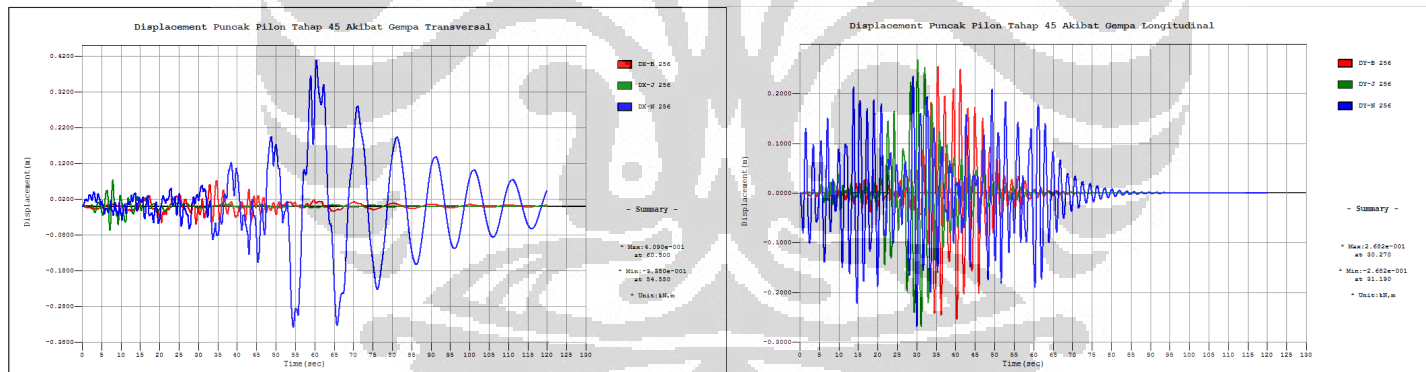


L 4. Respon *displacement* tahap 27 konstruksi

Respon *Displacement* Pada Setiap Tahapan Konstruksi (Lanjutan)

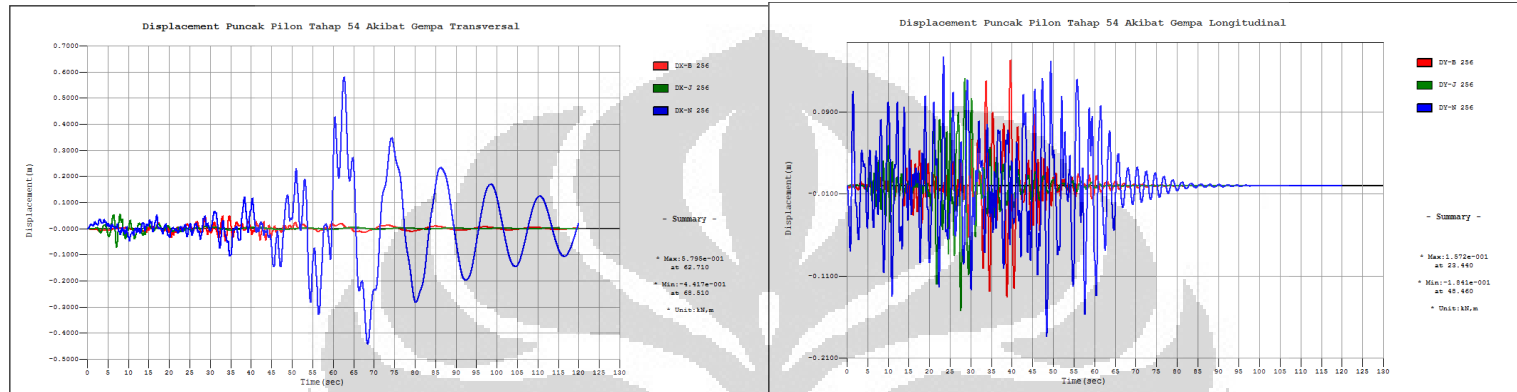


L 5. Respon *displacement* tahap 36 konstruksi

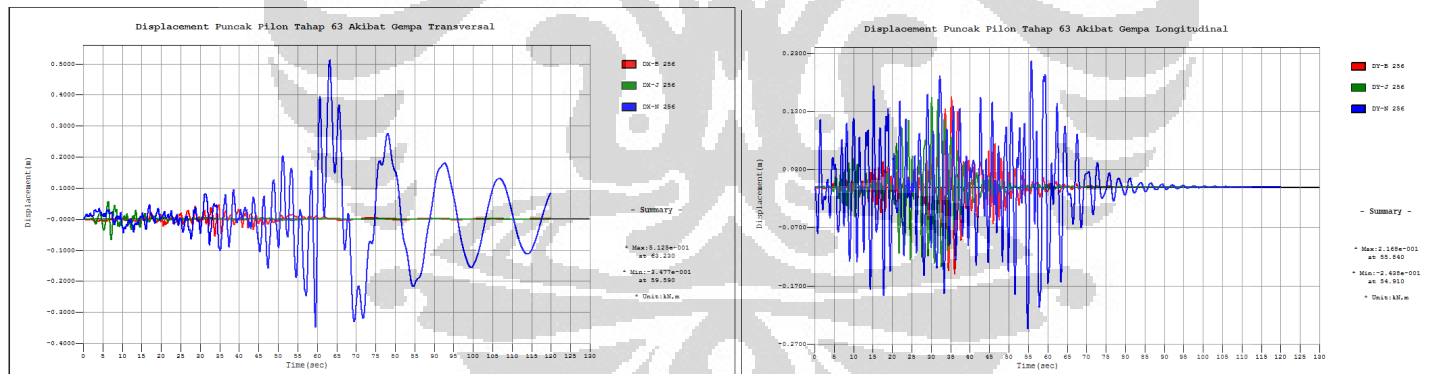


L 6. Respon *displacement* tahap 45 konstruksi

Respon *Displacement* Pada Setiap Tahapan Konstruksi (Lanjutan)

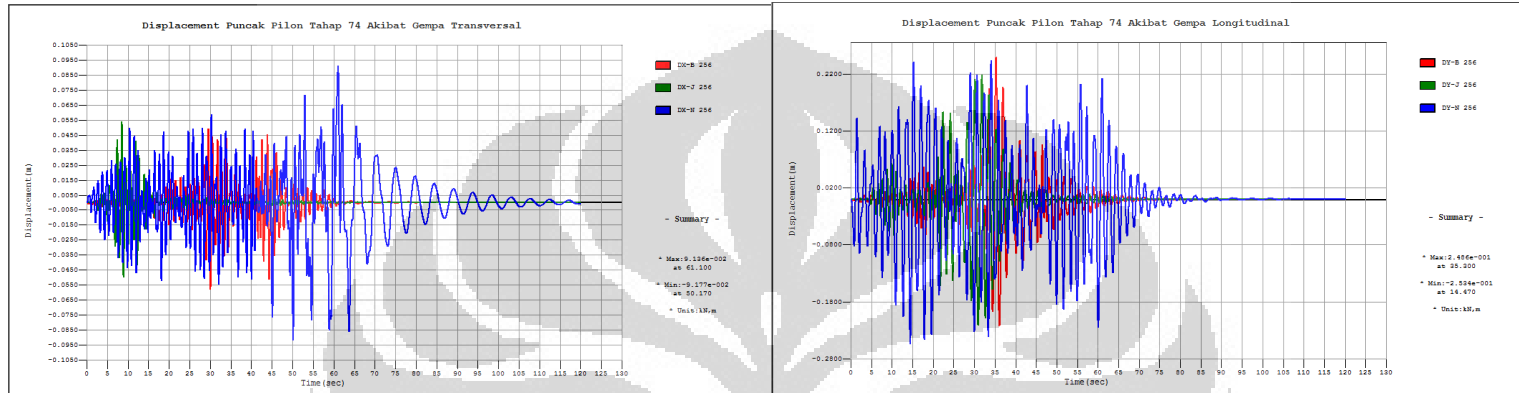


L 7. Respon *displacement* tahap 54 konstruksi

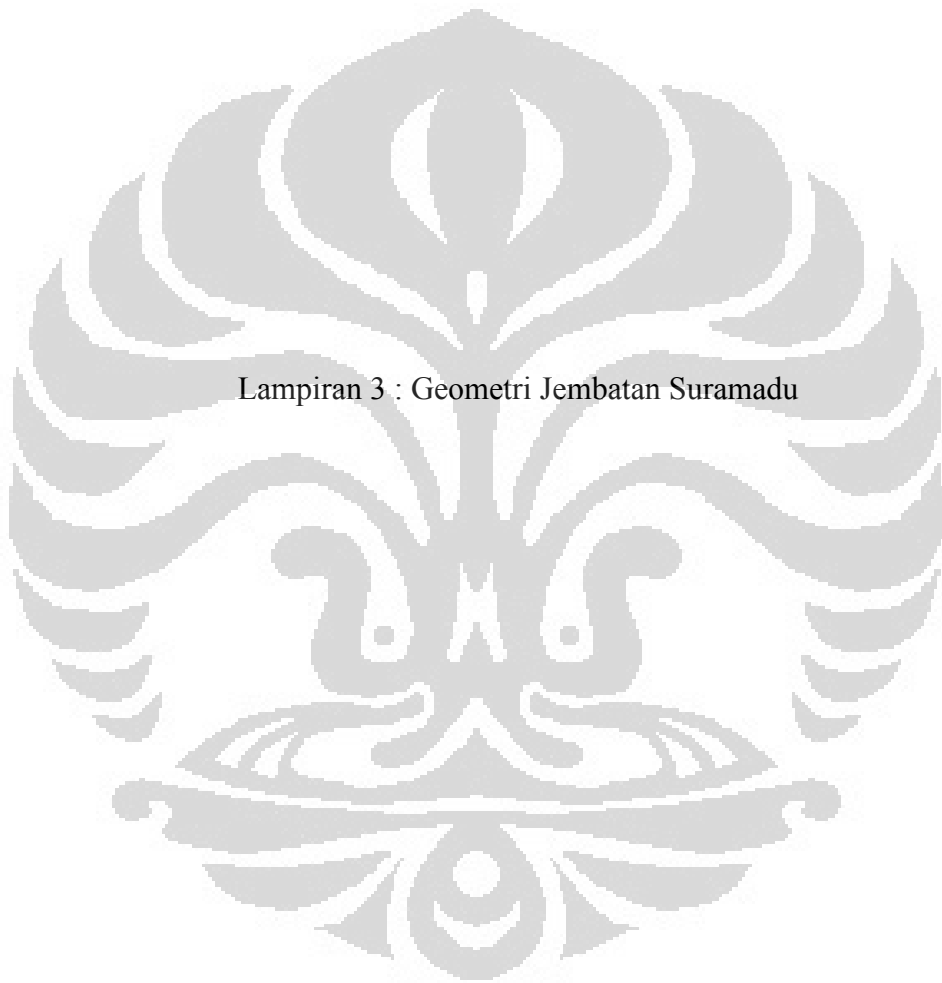


L 8. Respon *displacement* tahap 63 konstruksi

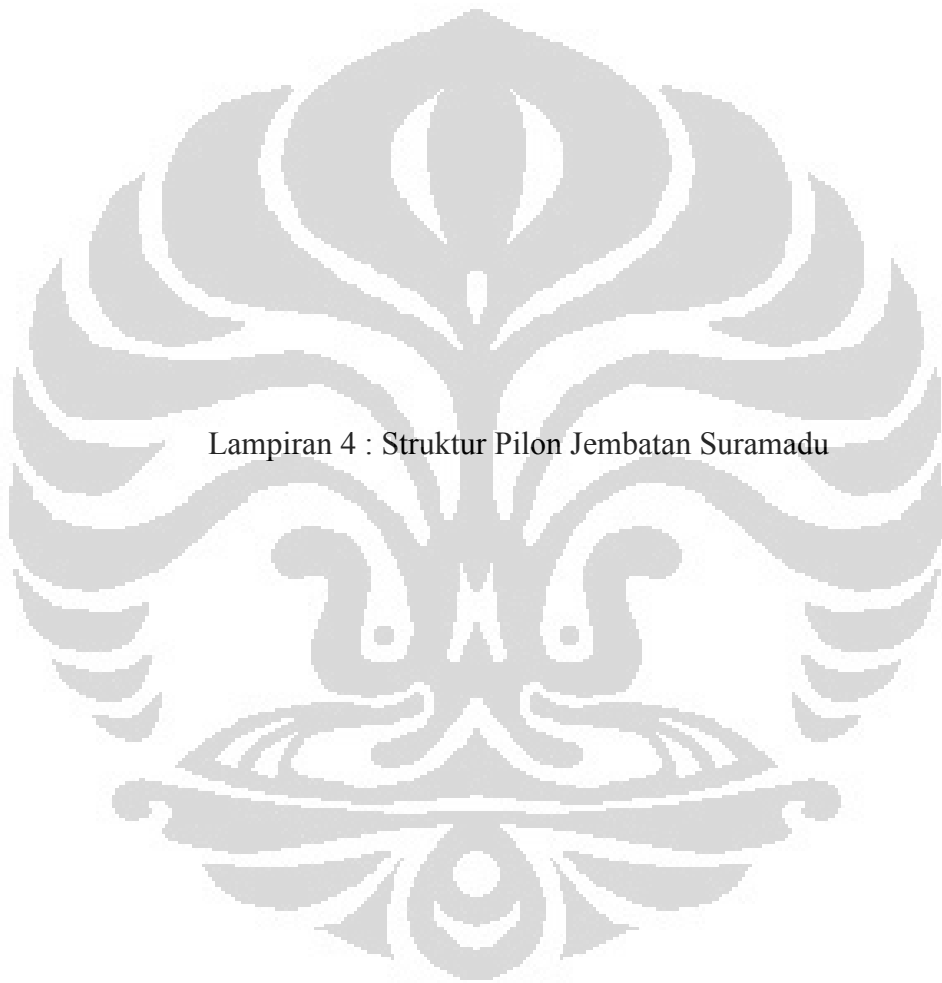
Respon *Displacement* Pada Setiap Tahapan Konstruksi (Lanjutan)



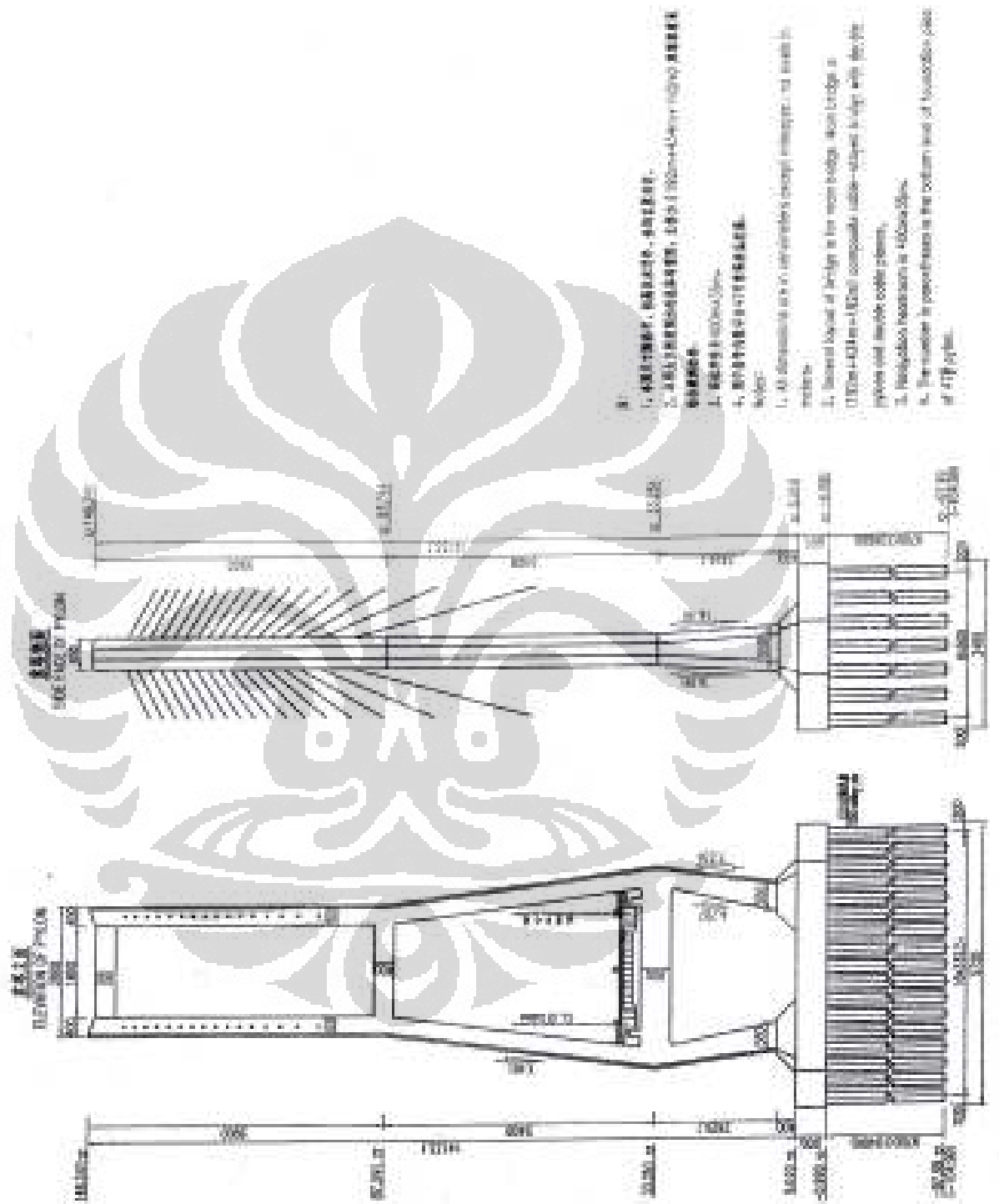
L 9. Respon *displacement* tahap 74 konstruksi

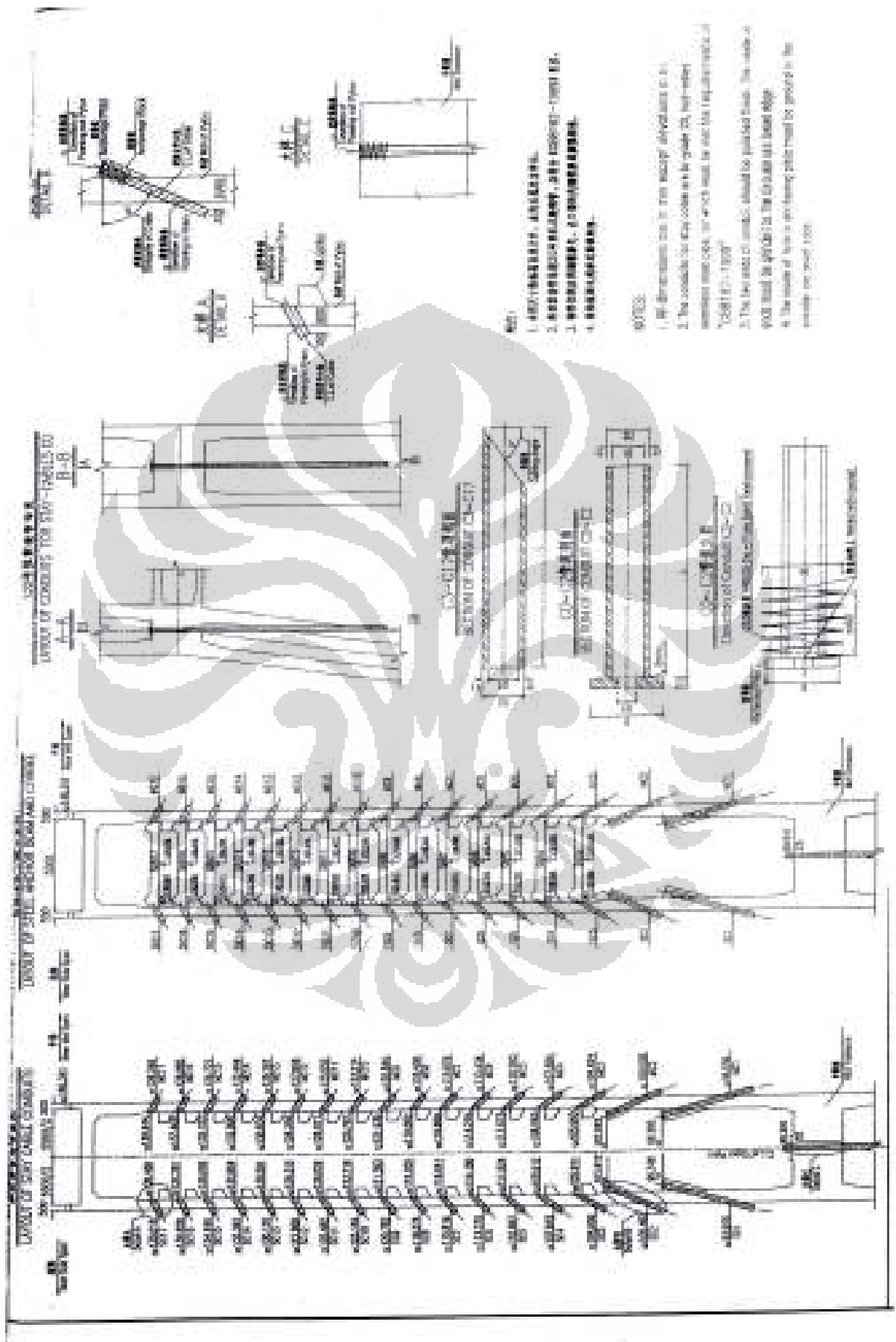


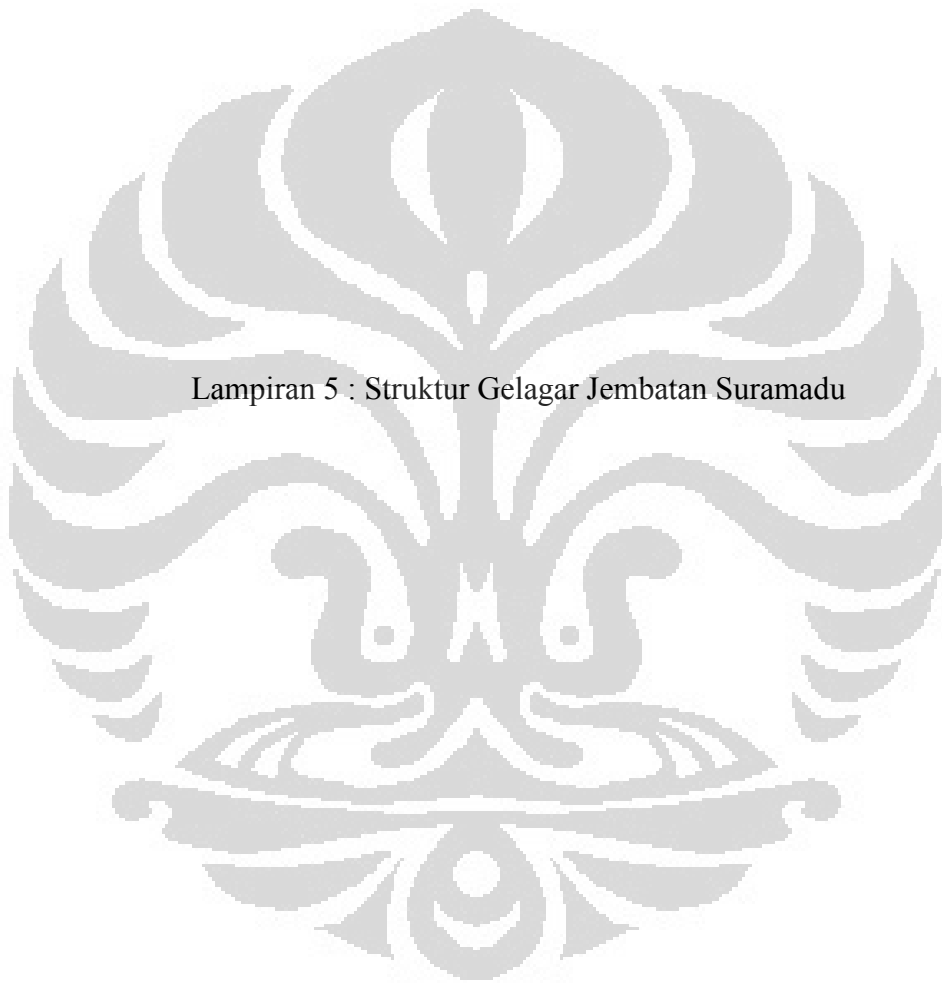
Lampiran 3 : Geometri Jembatan Suramadu



Lampiran 4 : Struktur Pilon Jembatan Suramadu



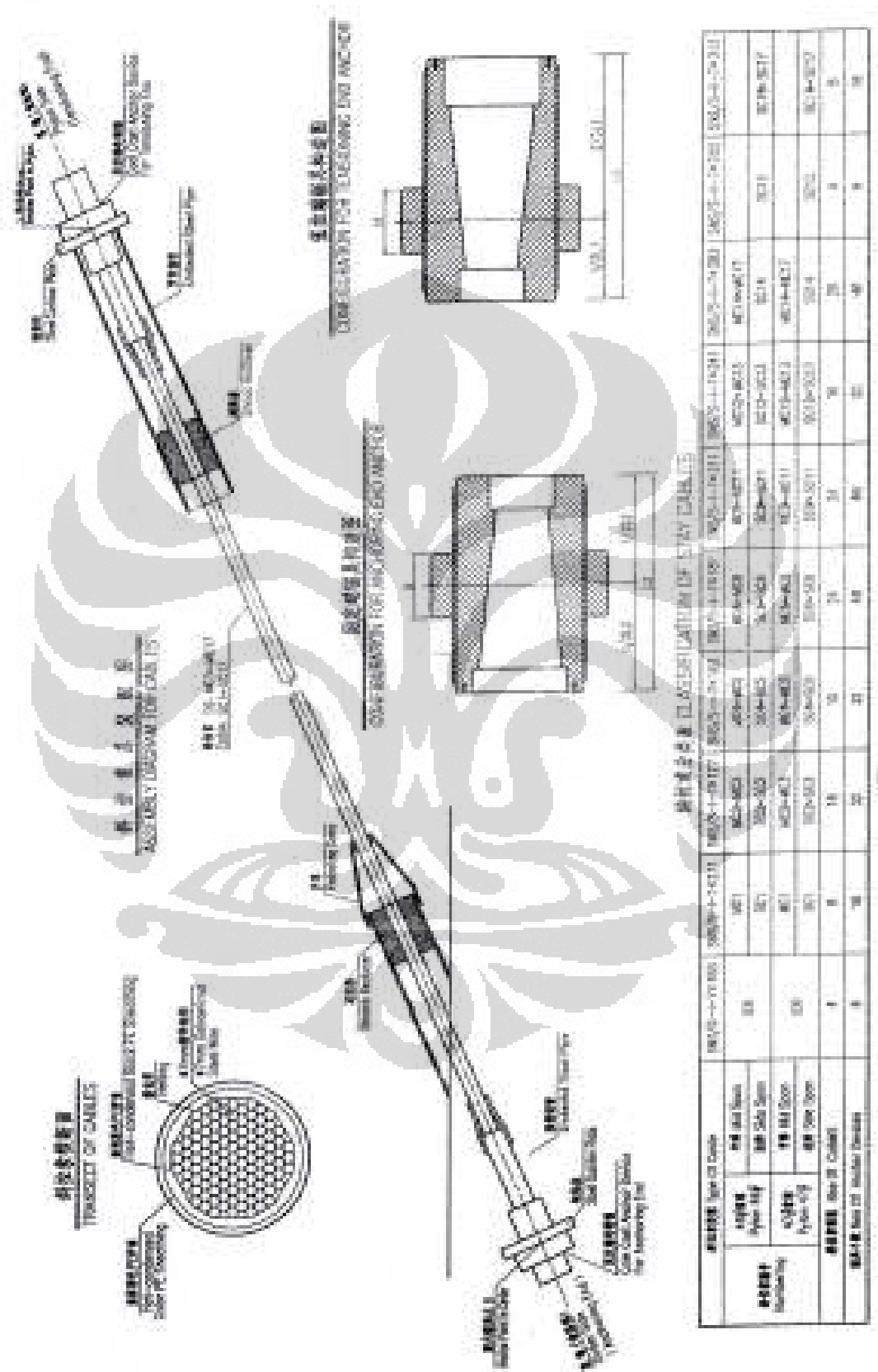




Lampiran 5 : Struktur Gelagar Jembatan Suramadu



Lampiran 6 : Struktur Kabel Jembatan Suramadu



- NOTES:**
- The end of cable at top-anchorage and should be placed at 1/3 of length of the anchor cup when top-anchorage is completely finished, and at 1/2 in length at the anchor cup at anchorage end.
 - Locally 3-0 cables in the main bridge.
 - After casting finished, Double measures should be taken to avoid the steel release sliding during installation and service stage.



Lampiran 7 : Tahapan Konstruksi Jembatan Suramadu

